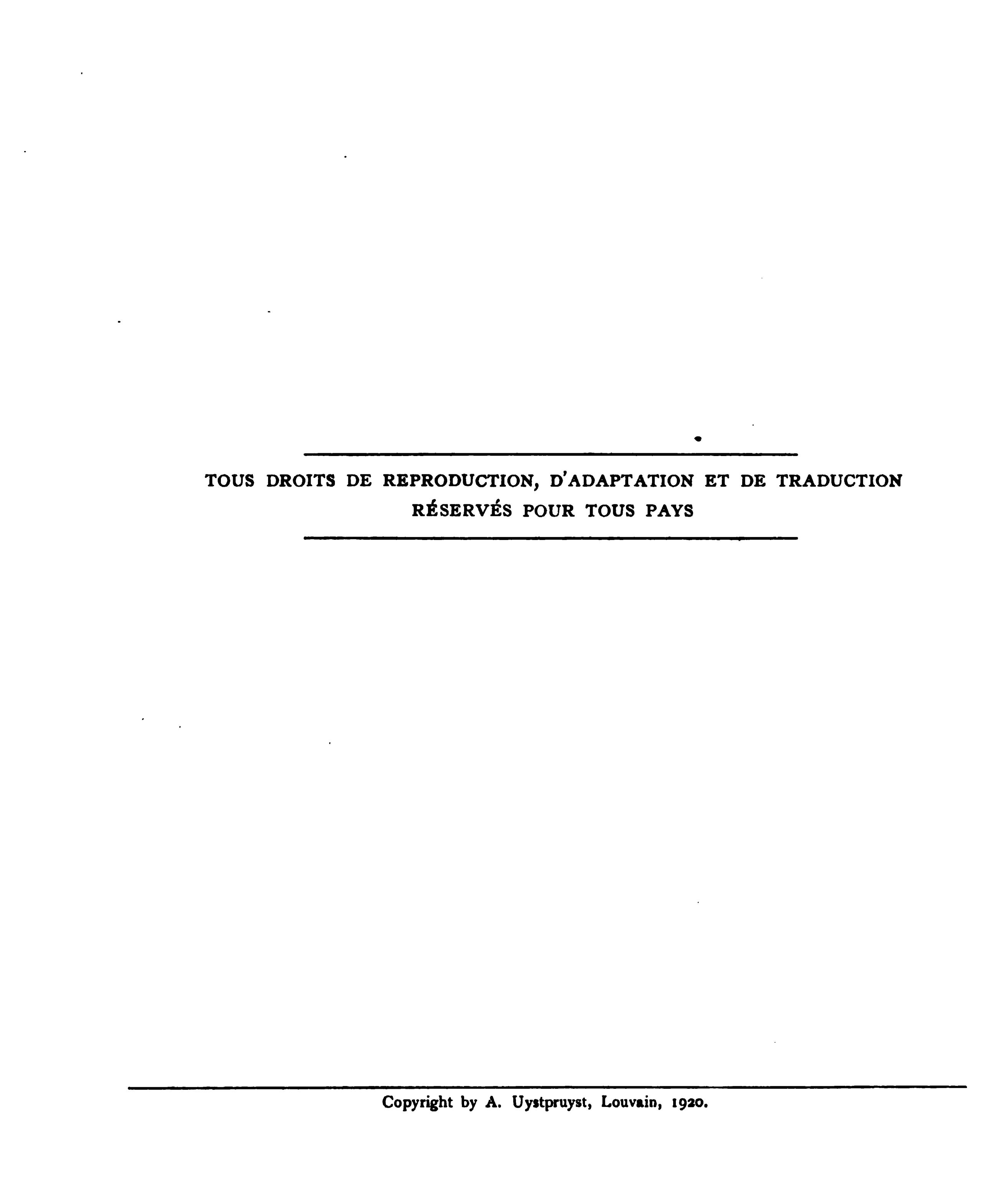

1837
ARTES
VERITAS
SCIENTIA
LIBRARY
OF THE
UNIVERSITY OF MICHIGAN
TUEBOR
CIRCUMSPICE
COLLEGE
OF
ENGINEERING



COURS

DE

STABILITÉ DES CONSTRUCTIONS



COURS

DE

STABILITÉ DES CONSTRUCTIONS

PAR

A. VIERENDEEL

Professeur à l'Université de Louvain
Ingénieur en chef, Directeur du Service Technique de la Flandre Occidentale
Ancien Chef de Service des Ateliers de Construction de La Louvière
Lauréat du Prix du Roi pour l'Architecture Métallique

TOME III

160 gravures, 4 planches.

LIVRE I. — **Charpentes articulées. Fermes à 3 articulations**
LIVRE II. — **Piles métalliques**
LIVRE III. — **Ponts suspendus**
LIVRE IV. — **Assemblages par rivets**
LIVRE V. — **Plaques planes et embouties**
LIVRE VI. — **Chaudières**
LIVRE VII. — **Bois**

3me ÉDITION

LOUVAIN
LIBRAIRIE UNIVERSITAIRE
A. UYSTPRUYST, Éditeur

PARIS
DUNOD
Éditeur.

1920

LIVRE I

CHARPENTES ARTICULÉES.

CHAPITRE I.

GÉNÉRALITÉS.

1. Définitions. — Nous nommons *Charpente* une ossature en bois ou métal supportant une couverture de bâtiment. L'ensemble de la charpente et de la couverture se nomme le *comble* du bâtiment. Une charpente se compose essentiellement : (FIG. 1 et 2).

1° Des pièces principales AA (FIG. 2) que l'on nomme *Fermes*, elles portent tout le poids du comble. Nous donnons ci-après les divers types de fermes.

2° De pièces secondaires B que l'on nomme *vernes* ou *pannes*, elles prennent directement appui sur les fermes.

La panne de faîte se nomme *faîtière*. Les deux pannes de pied se nomment *sablières*.

Si l'écartement des fermes est grand, et surtout si la pente des versants de toiture est forte, les pannes livrées à elles-mêmes sont exposées à fléchir suivant le plan du versant (du chef de P_2, voir n° 8), ce danger existe surtout pendant la période de montage, il peut en résulter des difficultés d'agencement et de bonne exécution de la couverture, pour se prémunir contre ces éventualités on réunit quelquefois les pannes par des pièces intermédiaires C que l'on nomme *fausses fermes*.

3° Pour des combles importants, tels les combles de gares, sur lesquels l'action oblique et latérale du vent peut atteindre une certaine intensité, on dispose quelquefois dans le plan des versants, et de distance en distance, des *croix de contreventement* DD afin d'empêcher tout roulement de la toiture. Si le comble porte sur des colonnes, celles-ci doivent aussi être contreventées.

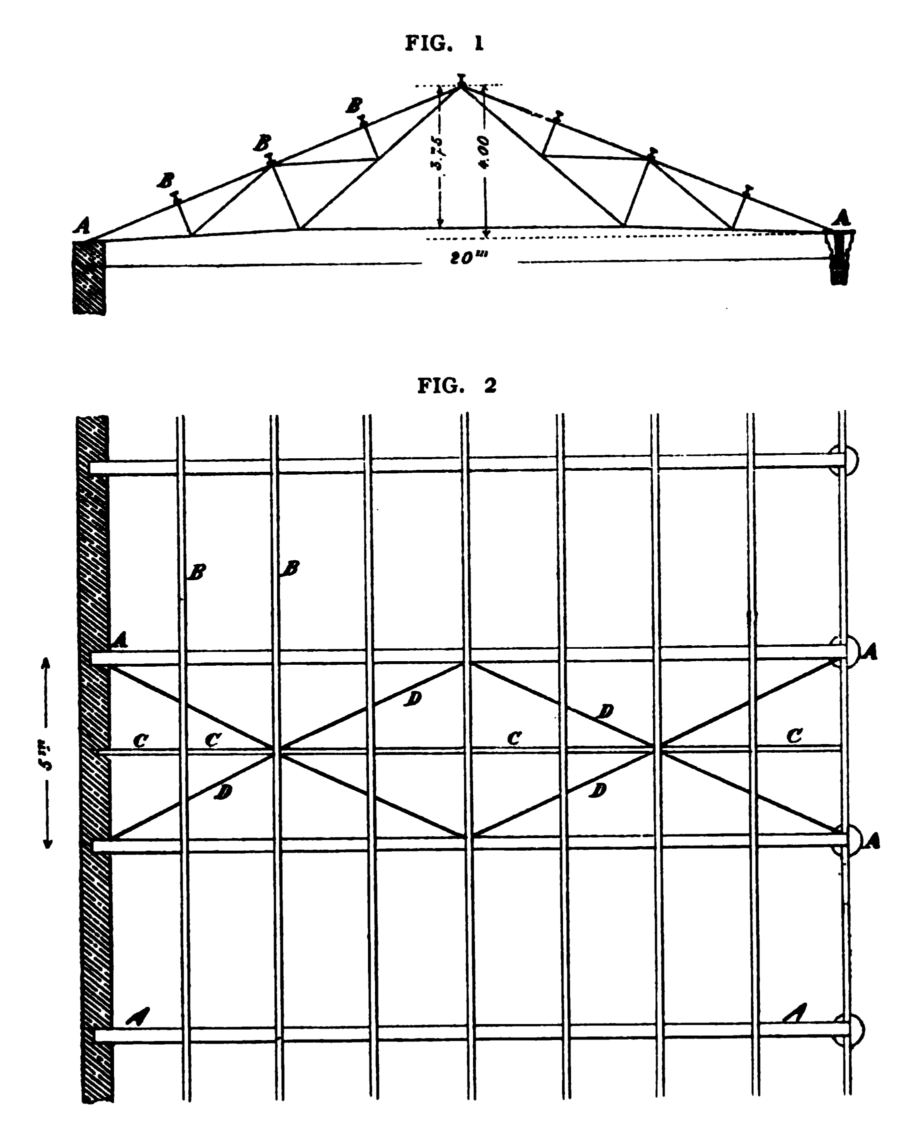
Les *pannes* de la charpente portent la couverture. Celle-ci se compose généralement de *chevrons* qui le plus souvent sont en bois, même pour des charpentes en fer ; les chevrons sont posés d'équerre sur les pannes, leur écartement varie de 40 à 60 centimètres ; sur les chevrons se pose le *lattis* si la couverture est en

tuiles ou en ardoises à crochets, ou les *voliges* si la couverture est en ardoises clouées, en zinc, ou en carton bitumé.

Lorsque l'écartement des pannes ne dépasse pas 1 mèt. à $1.^{m}20$ on peut, pour

FIG. 1

FIG. 2



les toitures en zinc, poser directement les voliges sur les pannes, sans intervention de chevrons.

Les couvertures en tôles ondulées ou cannelées se posent sur les pannes sans aucun intermédiaire.

Il y a encore les couvertures en verre dont les feuilles sont reçues par des fers à vitrage portant sur les pannes de la charpente, à la façon des chevrons.

⁂

2. Les dimensions à donner aux divers éléments d'une charpente dépendent:
1° des surcharges qui agiront sur cette charpente,
2° du poids de la couverture,
3° du poids mort de la charpente proprement dite.

Pour calculer ces dimensions il faut donc au préalable connaître ces divers facteurs.



3. Surcharges. — Les seules surcharges qui généralement sont à considérer sont la neige et le vent ; il y a cependant certaines charpentes spéciales, charpentes d'ateliers et de théâtres par exemple, qui ont à supporter des engins placés au-dessous et par conséquent les charges manœuvrées et soulevées par ces engins.

Neige. — La densité de la neige qui vient de tomber, et ne s'est pas fortement tassée, est de 100 kgmes au mètre cube, donc 1 kilogr. par centimètre d'épaisseur sur un mètre carré.

Selon les pays, et les localités d'un même pays, la neige s'accumule en plus ou moins grande quantité sur les toitures, la surcharge varie donc de ce chef dans de fortes proportions. L'accumulation de neige peut aussi être très forte dans les noues et sur les toitures encaissées ou abritées.

Dans les parties plates de notre pays, une chute de neige de 50 centimètres constitue déjà un maximum, soit donc 50 kgmes au mètre carré horizontal ; dans les pays à climat plus doux on pourra descendre à 25 kgmes, et même en dessous puisqu'il en est où la neige est inconnue ; par contre dans les pays montagneux, ou bien sous des climats plus rigoureux que le nôtre, il faudra aller jusque 75 et même 100 kgs par mètre carré, d'autant plus que dans ces pays la neige est plus persistante, se tasse plus et par conséquent prend plus de densité (1).

Nous admettons que dans nos parages la chute maximum de neige est de 50 centimètres, soit 50 kgs par mètre carré horizontal ; la charge par mètre carré d'un versant de toiture incliné de α sur l'horizon sera par conséquent de $50 \cos \alpha$, et nous aurons :

Pour $\alpha = 45°$, une charge de 35 kgs par mètre carré de versant.

Pour $\alpha = 30°$, une charge de 43 kgs par mètre carré de versant.

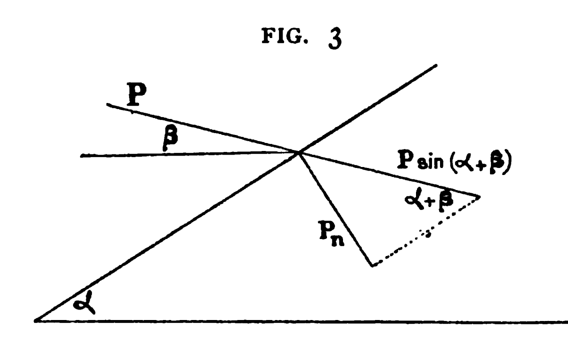
Vent. — Les plus grands vents constatés dans nos pays de l'Europe occidentale ne dépassent pas 300 kgs de pression par mètre carré normal à la trajectoire du vent. L'ouragan du 12 mars 1876 a atteint à Bruxelles un maximum de 144 kgmes et celui de novembre 1879, 176 kgmes ; ce sont les deux plus forts

(1) En Suisse pendant les hivers neigeux et rigoureux on constate sur les toits des épaisseurs de neige de 60 à 80 centimètres dont la densité atteint jusque 600 k. le mètre cube, soit donc sur ces toits une charge de neige de 360 à 480 kgs par mètre carré horizontal. Voir le *Schweizerische Bauzeitung* du 2 mars 1907.

constatés jusqu'ici à Bruxelles. Les grands vents de chaque année ne dépassent pas 50 à 80 kgs (1).

Pour des toitures très exposées à l'intérieur du pays on pourrait, pour tenir compte de toutes les éventualités, tabler sur un maximum de 200 kgmes, et pour celles limitrophes de la mer sur 300 kgs.

FIG. 3



Pour des toitures peu exposées, comme il s'en présente beaucoup à l'intérieur des villes, ces maxima peuvent être abaissés de 25 et même 50 °/₀.

Soit (FIG. 3) P la pression du vent par mètre carré normal à sa trajectoire, cette trajectoire est inclinée d'un angle β sur l'horizon, angle qui en moyenne a pour valeur 10°. Soit α l'inclinaison du versant de toiture sur l'horizon. La pression P agit sur une surface de toiture qui a pour valeur $\frac{1}{\sin(\alpha+\beta)}$ m. carrés, donc la pression totale par mètre carré de versant est : $P \sin(\alpha+\beta)$

Cette pression se décompose en une parallèle et une normale au versant; celle parallèle glisse sur le versant, provoque des remous, et se dégage en force vive dans l'atmosphère sans guère fatiguer la charpente ; celle normale, P_n, a pour valeur :

$$P_n = P \sin^2(\alpha+\beta)$$

cette pression normale est le facteur provoquant la fatigue de la charpente.

Remplaçant β par sa valeur moyenne on a : $P_n = P \sin^2(\alpha + 10)$

Soit $P = 200^k$ et $\alpha = 45^\circ$ $P_n = 200 \times \sin^2 55 = 134$ kgmes.

Si $\alpha = 30^\circ$. $P_n = 200 \times \sin^2 40^\circ = 82$ kgmes.

Voilà les efforts dus au vent sur un mètre carré du versant de toiture. — Les formules ci-dessus ne tiennent pas compte des effets de dépression ou succion exercés par le vent.

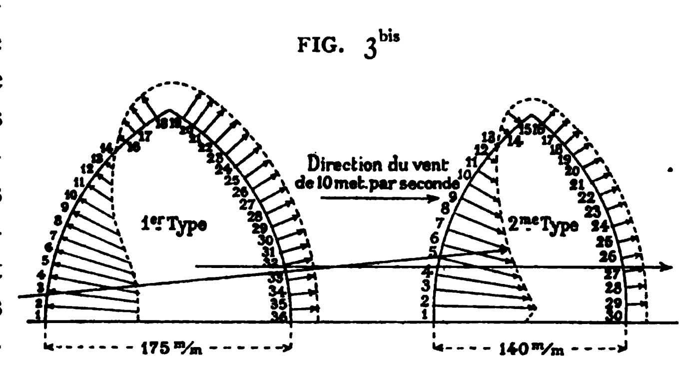
La *Technique aéronautique* du 15 janvier 1913, cite les expériences faites par

(1) La pression est fonction du carré de la vitesse du vent ; voici un petit tableau donnant la relation entre la vitesse V du vent par seconde et la pression P exercée sur un mètre carré frappé normalement.

V	P
20^m........	50^k
30........	122
36........	177
45........	278

le capitaine Crocco sur deux modèles de hangars ogivaux comme on en emploie pour les hangars à dirigeables. Sur la section médiane du modèle, ont été percés des trous distants de 10 millimètres dans un des types, de 11 millimètres dans l'autre (FIG. 3bis). Ces trous sont mis en communication par des tubes avec des micromanomètres différentiels ; les pressions mesurées en millimètres d'eau sont indiquées sur les figures par des flèches à l'échelle de 4 millimètres par millimètre de pression.

FIG. 3bis



L'examen de ces figures montre que les pressions, dont les courbes sont assez régulières, diminuent rapidement à mesure que la face amont de l'ogive s'infléchit, s'annulent avant d'atteindre le sommet, puis deviennent des dépressions sur la face aval, dépression dont la valeur est assez uniforme.

L'action de ces dépressions ou succion explique l'enlèvement, par l'ouragan, des couvertures d'aval de hangars parfaitement clos.



4. Poids de la couverture. — Ce poids dépend du système de couverture.

Tuiles flamandes. — Elles ont environ 330 × 210. Il y a 22 à 23 tuiles par mètre carré, chacune pèse 2 kgs, ce qui fait 45 kgmes par mètre carré de versant.

Ces tuiles sont posées sur lattis de 30 × 30 m/m lesquels portent sur des chevrons de 90 × 65 m/m distants de $0^{m}40$ pour des pannes écartées de 2 mètres à 2,50 mètres. Le poids du lattis et chevronnage revient à 12 kgs par mètre carré de versant.

Les tuiles flamandes sont très poreuses, elles absorbent beaucoup d'eau en cas de pluie, cette absorption peut atteindre 25 kgs par mètre carré.

En résumé le poids du mètre carré de couverture en tuiles flamandes s'établit comme suit :

Tuiles	45 kgs
Lattis et chevrons	12
Imbibition d'eau	25 kgs
Total	82 kgs.

Il est à remarquer qu'après cette forte absorption d'eau peut survenir une chute de neige ou un vent violent.

Tuiles mécaniques. — Les tuiles mécaniques des environs de Courtrai et de

Leforest près Douai ont 290 × 210 ; il y en a 22 à 23 par mètre carré, et comme elles pèsent 1,74 kg. pièce, cela revient à 40 kgs. Les tuiles de Tubize sont de dimensions plus grandes, il n'y en a que 14 au mètre carré, mais elles pèsent 8 kgs, ce qui fait revenir le mètre carré à 42 kgs.

Les lattis et chevronnage pour ces tuiles pèsent environ 12 kgs.

La pâte de ces tuiles mécaniques est très comprimée, la matière est dense et bien cuite, aussi elles n'absorbent pas d'eau.

Le poids total du mètre carré de couverture se monte donc au maximum à $42 + 12 = 54$ kgs. On voit que ces tuiles donnent une couverture notablement moins lourde que les tuiles flamandes.

Ardoises. — Le poids du mètre carré d'ardoises posées varie de 21 à 36 kgs selon leur épaisseur (1). Les ardoises minces sont généralement les meilleures, cela indique un bon clivage qui dénote une matière bien cuite si on peut s'exprimer ainsi pour un produit naturel. Les bonnes ardoises n'absorbent pas d'eau, tout au plus elles en retiennent un peu par adhérence entre les feuilles. Les ardoises se clouent sur voliges en sapin de 25 millimètres, lesquelles pèsent 17 kg. le mètre carré. Ces voliges portent sur des chevrons dont le poids au mètre carré est d'environ 10 kgs. Le poids du mètre carré de couverture en ardoises s'établit donc comme suit :

Ardoises	30 kg.
Voliges	17 kg.
Chevrons	10 kg.
Total	57 kg.

On voit que la couverture en ardoises n'est pas plus légère que celle en tuiles mécaniques.

Zinc. — Il y a différents systèmes de couvertures en zinc :

Le système à tasseaux.
Le système à losanges.
Le système à écailles de poisson.
Le système à zinc ondulé ou cannelé.

Les trois premiers systèmes exigent des voliges qui généralement ont un pouce d'épaisseur, mais quelquefois ont 1 ½ pouce ainsi que c'est le cas pour la halle couverte de la gare de Louvain, et autres gares semblables. Le zinc employé pour ces systèmes est généralement du n° 13 dont l'épaisseur est de ¾ de millimètre et le poids 7,50 kg. le mètre carré. Le mètre carré de couverture pèse donc :

(1) Il existe aujourd'hui dans le commerce des ardoises artificielles dites « *Eternit* » exécutées en ciment comprimé mélangé de fibres d'asbeste pour lui donner du nerf et de l'élasticité. Ces ardoises ont une épaisseur de 4 millimètres ; elles absorbent très peu d'eau, paraissent de bonne durabilité et, posées, pèsent de 10 à 20 kgs par mètre carré selon le recouvrement.

Zinc n° 13	7,50 k.
Recouvrements	1,50
Voliges de 25 m/m	17,00
Chevrons	7,00
Total	33,00 k.

Le zinc ondulé ou cannelé se pose directement sur les pannes sans intervention de chevrons ou de voliges, le poids de cette couverture revient à 8 ou 10 kgs le mètre carré, selon le n° du zinc.

Fer Galvanisé. — Il y a aussi les couvertures en tôle galvanisée, ondulée ou cannelée. Elles ne sont pas à conseiller, car la galvanisation tient mal en règle générale, aussi ce genre de couverture se rencontre peu.

Il y a encore les couvertures en verre et celles en carton bitumé, leur poids est très variable, il se détermine pour chaque cas particulier d'après les épaisseurs et le dispositif employé.

***

5. Poids mort de la charpente. — C'est là une assez grande inconnue dans le calcul des charpentes, et cependant il faut la déterminer à priori pour pouvoir établir ses calculs. On réduit l'influence de cette inconnue au minimum en suivant la marche que voici : calculer tout d'abord les pannes et puis les fermes.

Un petit calcul sommaire donne une indication suffisante quant au poids mort de la panne, et permet de la calculer définitivement, et par conséquent déterminer son poids exact.

Passant ensuite à la ferme, on procède de la même façon, on détermine sommairement son poids approximatif et ensuite on passe au calcul exact, sauf à recommencer si les résultats de ce calcul donnent une ferme dont le poids diffère sensiblement de celui sur lequel on a tablé.

Cette méthode est très rationnelle et très sûre, on marche progressivement du connu vers l'inconnu en réduisant chaque fois au minimum le domaine de cet inconnu.

Il existe des formules empiriques pour l'évaluation préalable du poids propre d'une ferme, nous ne pouvons en conseiller l'emploi, car le plus souvent elles donnent des résultats très entachés d'erreur.

Il est un élément qui influe considérablement sur le poids mort d'une charpente : c'est l'écartement des fermes. Comment fixer cet écartement ? La réponse est simple : il faut le déterminer de façon que la somme du poids des pannes et des fermes soit un minimum, en tenant compte, bien entendu, des supports, s'il y en a. Voilà la règle théorique, la règle mathématique, qui doit guider et imposer l'écartement, à moins qu'il n'y ait des considérations d'aspect et d'aménagement

qui imposent de la faire fléchir et prendre d'autres écartements que ceux du minimum.

⁂

6. Charges de sécurité. — La charge de sécurité à admettre pour le calcul des charpentes peut être plus élevée que pour les ponts, car les effets dynamiques y sont moins intenses, et de plus les alternatives de chargement et déchargement y sont notablement moins fréquentes ; pour les ponts de chemins de fer les effets dynamiques et les alternatives dont nous parlons se produisent, très accentués, à chaque passage de train, tandis que pour les charpentes cela ne se produit que de loin en loin, lors des chutes de neige ou lors d'un ouragan, et encore ces effets sont beaucoup moins énergiques.

Pour les ponts en fer la charge de sécurité est généralement 6 kg., dans le cas de charpentes on pourrait aller jusque 8 kg., il y a même des constructeurs qui ont osé pousser jusque 10 kg., mais nous estimons que c'est là une charge un peu hardie. Dans le cas de charpentes en acier, il serait permis de prendre une charge de sécurité de 12 kg. par millimètre carré. Les charges de sécurité que nous indiquons supposent les trous déduits.

Nous allons maintenant passer à l'exposé des méthodes de calcul d'une charpente, et selon la marche que nous venons d'indiquer au n° 5, nous procéderons tout d'abord au calcul des pannes et puis des fermes.

CHAPITRE II.

CALCUL DES PANNES

Les pannes peuvent être disposées de deux façons: ou bien verticales, ou bien normales au versant de toiture.

7. Pannes verticales. (FIG. 4). — Chaque panne porte une charge verticale P par unité courante, charge qui provient du poids mort de la couverture et de la panne, ainsi que de la neige ; elle subit en outre un effort oblique V provenant de l'action du vent ; la force V est normale au versant, son effet sur la panne est le même que celui produit par l'action simultanée de ses deux composantes V_1 et V_2, l'une verticale, l'autre horizontale.

FIG. 4

L'unité courante de la panne subit donc un effort vertical $(P+V_1)$ et un effort horizontal V_2.

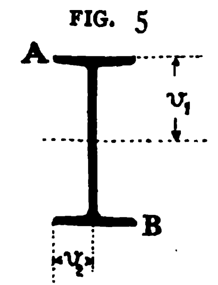
Soit L la portée des pannes d'une ferme à l'autre.

Nous admettons que l'appui des pannes sur les fermes est un appui libre ; il y a cependant des cas où les pannes sont continues sur les fermes, c'est-à-dire où l'appui est à encastrement complet ou partiel.

L'appui étant libre, le moment fléchissant maximum dans le sens vertical est :

$$\frac{(P+V_1)\,L^2}{8}$$

FIG. 5



et dans le sens horizontal $\frac{V_2 L^2}{8}$

Sous l'action simultanée de ces deux moments, la fibre A de la poutrelle (FIG. 5) subit un maximum par compression, et celle B un maximum de même valeur par traction, ce maximum est, en désignant par I_1 et v_1 les valeurs par rapport à l'axe horizontal de la poutrelle, et par I_2 et v_2 celles par l'axe vertical :

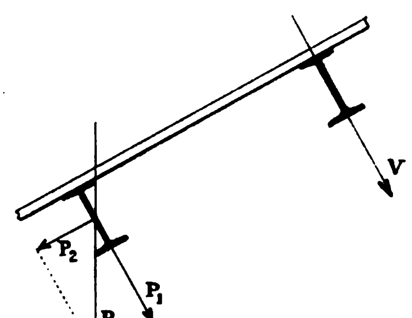
$$t = \frac{L^2}{8}\left[(P + V_1)\frac{v_1}{I_1} + V_2\frac{v_2}{I_2}\right]$$

Il est à remarquer qu'une neige au maximum ne peut pas agir en même temps qu'un vent au maximum, il chasserait instantanément la neige, tout au plus pourrait-on admettre la couche maximum de neige avec un vent à 25^k.



8. Pannes normales au versant. (FIG. 6). — Dans ce dispositif la force V du vent agit en plein sur la panne. Quant aux forces verticales P elles agissent obliquement, leur action est égale à celle des composantes P_1 et P_2 agissant simultanément. La fatigue maximum a pour expression.

FIG. 6



$$t = \frac{L^2}{8}\left[\left(P_1 + V\right)\frac{v_1}{I_1} + P_2\frac{v_2}{I_2}\right]$$

⁂

9. De l'exposé ci-dessus il résulte que le dispositif à adopter pour les pannes est celui qui donne la fatigue minima, voilà la règle théorique.

Il est à remarquer que lorsque la panne est verticale, la composante V_2 du vent agit sur elle avec sa pleine intensité, et cela dans le sens de sa moindre raideur, tandis que pour la panne normale, l'effet de la composante P_2 est en très grande partie atténué par la solidarité qu'établissent entre les pannes les pièces de la couverture (chevrons, lattis, voliges) ; on pourrait même admettre que P_2 ne fatigue pas la panne, tel sera notamment le cas si les chevrons prennent appui sur une sablière fixée sur un mur, ou s'ils sont solidement cloués sur la faîtière, ce qui se fait généralement ; c'est à cause de ce rôle des pièces de couverture que le dispositif des pannes normales au versant de toiture est le plus fréquent, car la composante P_2 étant annihilée c'est ce dispositif qui donne le minimum de fatigue.

Le dispositif de pannes normales au versant facilite aussi l'assemblage des chevrons sur ces pannes.

CHAPITRE III.

CALCUL DES FERMES

Les fermes se divisent en deux grandes classes : celles qui n'exercent aucune poussée sur les appuis, celles qui exercent une poussée.

§ 1. Fermes sans poussée.

10. Calcul d'une ferme composée de 2 arbalétriers réunis par un tirant. — Les types de fermes sans poussée sont nombreux, nous donnons les principaux ci-après FIG. 7, 11, 12 et 30 à 36.

La ferme la plus simple est celle FIG. 7 composée d'un tirant reliant les pieds de deux arbalétriers qui s'arcboutent en tête.

Les arbalétriers portent une série de pannes dont nous représentons les charges par $2p$. Nous isolons la ferme de ses appuis en remplaçant ceux-ci par leurs réactions, $7p$.

Nous isolons le nœud A par une section circulaire, les forces agissant en ce point sont (voir FIG. 8) :

1° Une force verticale $7p$ provenant de la réaction de l'appui.

2° Une force horizontale x provenant du tirant.

3° Une force y ayant la direction de l'arbalétrier et provenant de la réaction par compression qu'il exerce sur le nœud A.

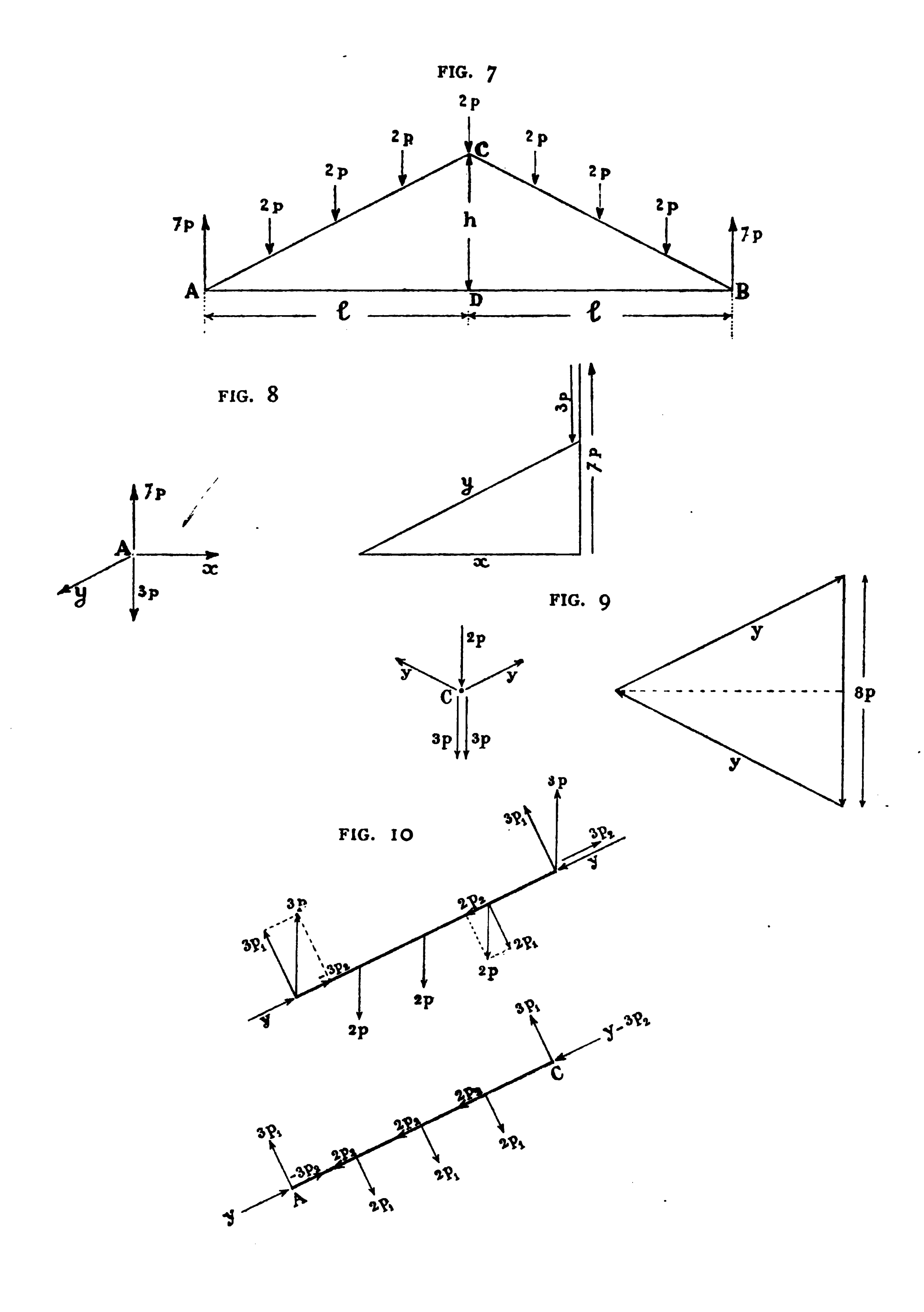
4° Une force verticale $3p$ dirigée vers le bas, et provenant de la réaction par cisaillement de l'arbalétrier AC qui fléchit sous l'action des trois charges verticales $2p$.

Le polygone de ces forces nous donne les valeurs de x et de y (voir FIG. 8), leur expression analytique est :

$$x = \frac{4pl}{h} \qquad y = \frac{4p\sqrt{l^2 + h^2}}{h}$$

Nous isolons le nœud C de faîte et traçant le polygone des forces y appliquées (v. FIG. 9) nous obtenons la réaction y sur les arbalétriers, réaction de même valeur que celle trouvée en A.

Nous isolons l'arbalétrier AC (v. la FIG. 10), il est soumis aux forces suivantes :


FIG. 7
2p
2p
2p
2p
2p
2p
2p
7p
7p
C
h
A
B
D
ℓ
ℓ
FIG. 8
7p
A
x
y
3p
3p
7p
y
x
FIG. 9
2p
y
y
C
3p
3p
y
y
8p
FIG. 10
3p
3p1
3p2
y
3p
3p1
-3p2
2p2
2p1
2p
y
2p
2p
3p1
y-3p2
C
2p2
2p2
2p1
2p1
3p1
-3p2
2p2
2p1
y
A
2p1

1° En A et C, les deux efforts de compressions y calculés ci-dessus.

2° Intermédiairement, trois charges verticales $2p$.

3° Enfin en A et C, les deux réactions verticales $3p$ provenant de ces charges verticales.

Faisons les petites décompositions élémentaires indiquées sur la figure, nous obtenons les valeurs des efforts directs agissant sur l'arbalétrier, savoir (voir la seconde représentation de la FIG. 10):

1° Sur le premier tronçon inférieur une compression $-(y+3p_2)$

2° Sur le deuxième tronçon une compression $-(y+3p_2)+2p_2$

3° Sur le troisième : $-(y+3p_2)+4p_2$

4° Enfin sur le dernier : $-(y+3p_2)+6p_2 = -(y-3p_2)$

A ces effets directs il faut ajouter les fatigues de flexion provenant des composantes normales $2p_1$.



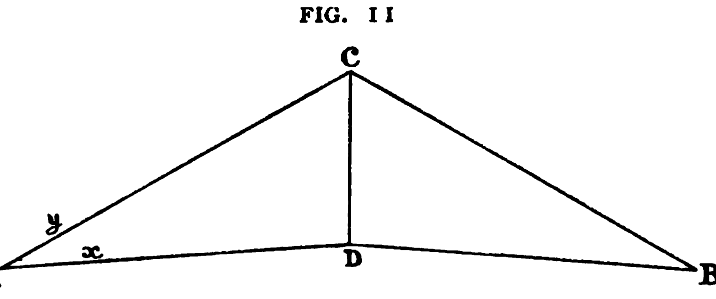
Il y aurait maintenant à traiter le cas des forces obliques du vent agissant sur l'un des versants de la toiture, nous renvoyons pour ce cas au n° 28 ci-après, car la ferme (FIG. 7) est en somme une ferme à 3 articulations qui, pour son calcul, peut être traitée par la méthode donnée n° 28 et suivants.



Dans les fermes du type précédent, le tirant horizontal AB est souvent maintenu en son milieu par un tirant vertical CD (FIG. 7) que l'on nomme *poinçon*.

On profite quelquefois de la présence du poinçon pour retrousser quelque peu le tirant ainsi que l'indique la FIG. 11, cela change les conditions de résistance de la ferme, voici la méthode de calcul dans ce cas : on établit le triangle des forces autour du point A, ce qui donne x et y, on établit ensuite le triangle de forces autour du point D, ce qui donne la fatigue du poinçon ; quant aux arbalétriers, ils se calculent comme indiqué ci-avant.

FIG. 11





11. Les deux types de ferme que nous venons d'étudier présentent l'inconvénient que, lorsque la portée $2l$ devient un peu grande, les arbalétriers subissent un grand moment fléchissant ; pour éviter cet inconvénient on recourt à des

canevas métalliques qui soutiennent l'arbalétrier en un ou plusieurs points de sa portée ; l'un des plus simples parmi ces canevas est celui de la ferme Polonceau à une bielle, nous allons en étudier le calcul.

***

12. Ferme Polonceau à une bielle. — Cette ferme est donnée FIG. 12, elle a 20 mètres de portée et 4 mètres de montée, elle est écartée de 5 mètres des voisines ; il y a 7 cours de pannes y compris la panne faîtière, nous les numérotons de 1 à 7, ces pannes sont écartées de 2^m50 dans le sens horizontal et 2^m70 suivant la pente du versant de toiture.

Nous n'avons pas à considérer les pannes sablières, car les charges qu'elles portent sont directement transmises aux appuis des fermes et ne fatiguent pas celles-ci. Nous effectuerons les calculs pour une charge générale de 100 kgs par mètre carré de versant, cette charge est supposée contenir le poids mort de la ferme ; nous appliquerons la méthode de calcul dite : *méthode graphique des nœuds*, dite encore *méthode de Cremona*.

La charge locale au point d'application de chaque panne est donc :

$$2^m70 \times 5^m \times 100^k = 1350 \text{ kgmes.}$$

La réaction totale de chaque appui sur la ferme est de 4725 kgmes. L'équilibre existe autour de chaque nœud de la ferme, le polygone des forces (extérieures et intérieures) qui agissent sur chaque nœud doit donc se fermer ; nous traçons la série de ces polygones et ainsi déterminons toutes les forces intérieures qui fatiguent les divers éléments de la ferme ; nous agençons la série de ces polygones suivant la méthode de *Cremona* de façon à utiliser dans la mesure du possible les lignes déjà tracées et réduire ainsi au minimum celles à tracer, et par conséquent réduire des chances d'erreur.

Tous les nœuds sont articulés et nous admettons que l'arbalétrier AFH est discontinu en F. Nous avons sur le nœud A (FIG. 13) :

1° Une force verticale de bas en haut de 4725 kgmes.

2° Une force verticale de haut en bas de $\frac{1350}{2} = 675$ kgmes provenant de la charge 1350 kgmes que l'arbalétrier AF porte en son milieu. Si l'arbalétrier était continu en F, cet effort vertical serait moindre et se calculerait par la formule des pièces continues.

3° Les deux forces inconnues x et y qui agissent l'une suivant l'axe de l'arbalétrier, l'autre suivant l'axe du tirant; nous savons qu'elles agissent suivant l'axe de ces barres parce que tous les nœuds sont articulés (1). Nous ne pourrions pas

(1) Cela n'est pas rigoureusement exact, parce que l'arbalétrier AF est fléchi par la charge 1350^k appliquée au point n° 1.

dire que la force x agit suivant l'axe de l'arbalétrier si celui-ci était continu en F.

Nous traçons (FIG. 14) le triangle *abc* des forces, ce qui nous donne :

$$x = 12330 \qquad \text{et} \qquad y = 11460$$

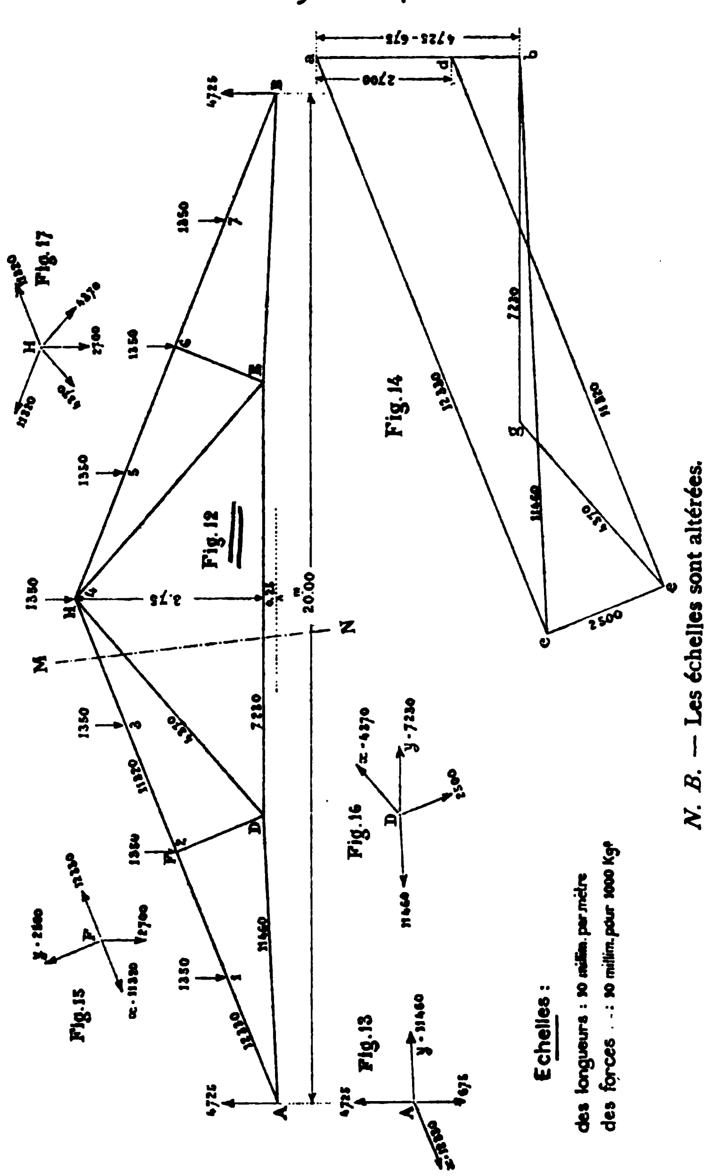
Par le sens des forces dans ce triangle nous voyons que la force 12330 est une compression sur l'arbalétrier, et celle 11460 une traction sur le tirant de pied.

Nous passons au nœud F et nous l'isolons par une section circulaire ; il y a, appliqués à ce nœud (FIG. 15) :

1° Une charge verticale de 2700 kgmes dirigée de haut en bas provenant de la charge 1350 kg. de la panne n° 2 et des efforts tranchants $\frac{1350}{2}$ kg. dus aux charges appliquées en 1 et 3.

2° L'action 12330 kgmes provenant de l'arbalétrier AF.

3° L'action x provenant de l'arbalétrier HF, et celle y provenant de la bielle DF.



Nous traçons (FIG. 14) le polygone *cad* des 2 forces connues 12330 et 2700ᵏ en utilisant *cad* du tracé précédent ; comme ce polygone doit se fermer nous menons par les extrémités *c* et *d* de la partie *cad* qui est connue, deux parallèles aux directions connues des inconnues x et y, ces parallèles se coupent en *e*, et ainsi se trouve complété le polygone, et nous en déduisons à l'échelle :

$$ed = x = 11320 \qquad ce = y = 2500$$

et l'allure du polygone indique que ces deux forces sont des compressions.

Nous passons maintenant au nœud D, nous l'isolons par une section circulaire, les forces qui agissent sur ce nœud sont indiquées FIG. 16, nous traçons leur polygone *bcegb* en utilisant *bce* des tracés précédents, nous trouvons ainsi :

$x = eg = 4370$ kg., traction sur le tirant de faîte.
$y = gb = 7230$ kg., traction sur l'entrait

Toutes les forces qui agissent sur le nœud de faîte H sont connues en intensité et direction, nous les indiquons FIG. 17, elles se font équilibre, leur polygone doit donc se fermer : le tracé de ce polygone constitue une vérification très utile à faire des tracés précédents ; s'il ne se fermait pas ce serait l'indication qu'une erreur a été commise.

Voici une autre vérification que nous ferons en appliquant la ***méthode analytique des tronçons***, dite encore ***méthode de Ritter*** : nous coupons la ferme en deux tronçons par une section MN dirigée de façon à rencontrer trois éléments qui ici sont l'arbalétrier, le tirant de faîte et l'entrait, nous considérons isolément le tronçon à gauche de MN, ce tronçon est en équilibre sous l'action des forces extérieures y appliquées, et des forces intérieures agissant sur les trois éléments coupés, nous établissons l'équation des moments par rapport au point de concours H de deux de ces forces intérieures, et désignant par x celle qui agit sur l'entrait DE, nous avons :

$$x \times 3{,}75 = 4725 \times 10 - 1350 \times 10\left(\frac{3}{4} + \frac{1}{2} + \frac{1}{4}\right) \qquad \text{d'où} \qquad x = 7200 \text{ kgmes ;}$$

et par les tracés graphiques nous avons trouvé 7230 kgmes.

On pourrait de la même façon déterminer les efforts agissant sur toutes les autres barres de la ferme, il suffirait de mener des sections MN coupant chacune de ces barres et deux autres, de façon à n'avoir chaque fois que 3 inconnues, et une équation de moments établie comme ci-dessus donnera la valeur de l'inconnue cherchée.

Nous connaissons donc les efforts sur toutes les barres de la ferme pour une charge de 100 kgs au mètre carré de versant ; les charges réelles sont :

Couverture : Zinc sur voliges	32 k.
Charpente : Pannes, fermes, contreventement	28 k.
Total du poids mort	60 k.

Neige : $50^k \times \cos 21°49 = 46^k5$, soit en chiffre rond 50 k.

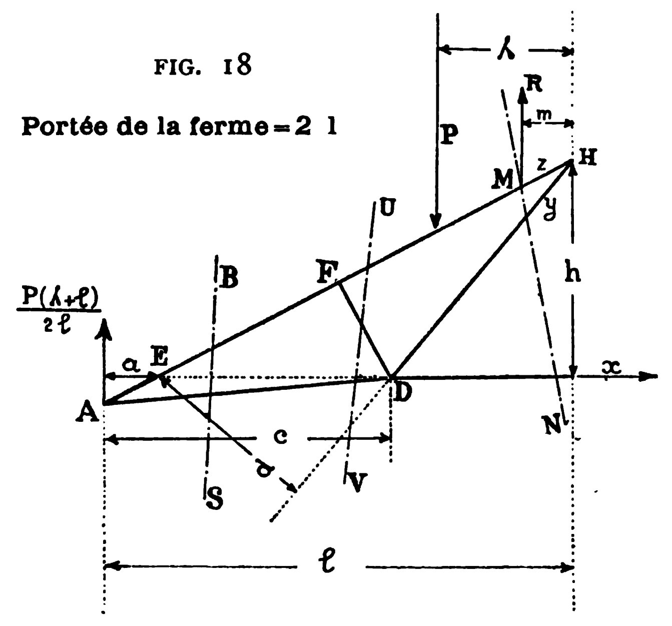
Il suffira de multiplier les efforts obtenus ci-dessus par 0.60, 0,50 et 1,10 pour avoir les efforts provoqués par la charge morte, par la neige, et par les deux réunies, cela nous donne le tableau suivant :(+ désigne une traction, — une compression).

TABLEAU I.

I DÉSIGNATION	II Charge 100 k.	III Poids mort 60k.	IV Neige 50 k.	V Poids mort et neige 110 k.
Arbalétrier de pied	— 12330	— 7398	— 6165	— 13563
id. de faîte	— 11320	— 6792	— 5660	— 12452
Tirant de pied	+ 11460	+ 6876	+ 5730	+ 12606
id. de faîte	+ 4370	+ 2622	+ 2185	+ 4807
Bielle	— 2500	— 1500	— 1250	— 2750
Entrait	+ 7230	+ 4338	+ 3615	+ 7953

***

13. La colonne n° V du tableau ci-dessus donne les efforts pour la surcharge de neige s'étendant sur les deux versants de toiture, la question est de savoir si c'est là le mode de surcharge donnant le maximum pour les divers éléments de la ferme, pour résoudre ce problème nous appliquerons la méthode de calcul par tronçons. Considérons (FIG. 18) un tronçon AMN déterminé par une section MN faite à travers la ferme, pour toute charge appliquée sur la demi-ferme de droite il n'y a sur le tronçon AMN qu'une seule force extérieure qui est la réaction à l'appui A, et nous voyons que cette réaction provoque toujours une traction x, une traction y et une compression z, donc un premier maximum de fatigue sur ces trois éléments se produit lorsque la surcharge recouvre toute la demi-ferme de droite.



Supposons maintenant une charge P appliquée en un point quelconque de l'arbalétrier du tronçon AMN. Soit λ la distance de P à la verticale du faîte H, et m la distance horizontale de la section N à cette même verticale. Les forces appliquées au tronçon AMN sont :

1° En A une réaction $\frac{P(\lambda+l)}{2l}$

2° La charge P.

3° En la section M un effort direct z, et en outre un effort tranchant vertical $R = \frac{P(l - 2\lambda)}{l}$ et un moment $\frac{P(l - 2\lambda)}{l} \times m$, cela du chef de la flexion de l'arbalétrier HF.

4° Suivant le tirant de tête un effort y, et suivant le tirant le pied un effort x.

Voici l'équation des moments par rapport à E, point de concours de x et z :

$$y \times d = \frac{P(\lambda + l)a}{2l} + P(l - \lambda - a) - \frac{P(l - 2\lambda)}{l}(l - a - m) - \frac{P(l - 2\lambda)}{l} \times m$$

d'où $$y \times d = \frac{P}{2l}[la + \lambda(2l - 3a)]$$

on voit que y est toujours positif quelle que soit la position de P, donc le plus grand effort sur le tirant de faîte DH se produira lorsque la surcharge recouvrira toute la toiture.

Établissant l'équation des moments par rapport à D on trouve :

$$z \times FD = \frac{P}{2l}[c(l - \lambda) + \lambda(2l - 2c)]$$

qui démontre que la compression z augmente avec n'importe quelle position de la charge P, donc le maximum correspond à la surcharge recouvrant toute la toiture.

L'équation des moments par rapport à H nous donne :

$$x \times h = \frac{P(\lambda + l)}{2l} \times l - P\lambda + \frac{P(l - 2\lambda)}{l} m - \frac{P(l - 2\lambda)}{l} m$$

d'où $$x \times h = \frac{P}{2}(l - \lambda)$$

résultat qui indique que le maximum de la traction x se produit pour la surcharge complète. On arrivera aux mêmes conclusions si l'on étudie le tronçon ABS déterminé par une section BS conduite de façon à rencontrer l'arbalétrier et le tirant de pied.

Il ne nous reste plus maintenant qu'à déterminer le maximum d'effort sur la bielle FD, pour cela menons une section UV rencontrant cette bielle et deux autres éléments, nous isolons le tronçon AUV que nous reproduisons (FIG. 19) et nous limiterons notre étude à la seule fatigue x de la bielle FD.

Le concours des directions AF et AD étant au point d'appui A, il en résulte que pour toute charge appliquée à la demi-ferme de droite l'effort x sur la bielle est nul. Supposons une charge P appliquée comme indiqué FIG. 18, c'est-à-dire

sur la demi-ferme de gauche mais en dehors du tronçon AUV, les forces agissant sur ce tronçon sont (FIG. 19) :

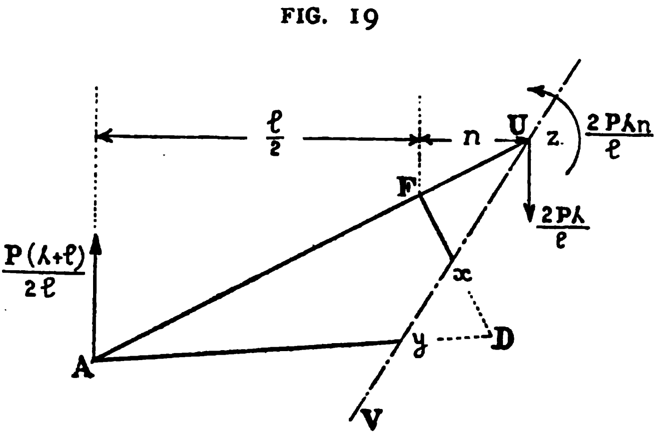
1° La réaction $\frac{P(\lambda + l)}{2l}$ à l'appui A.

2° L'effort tranchant $P - \frac{P(l-2\lambda)}{l} = \frac{2P\lambda}{l}$ en la section U.

3° Le moment $\frac{2P\lambda n}{l}$ en cette même section.

4° Enfin les efforts directs x, y et z suivant les trois éléments coupés.

FIG. 19



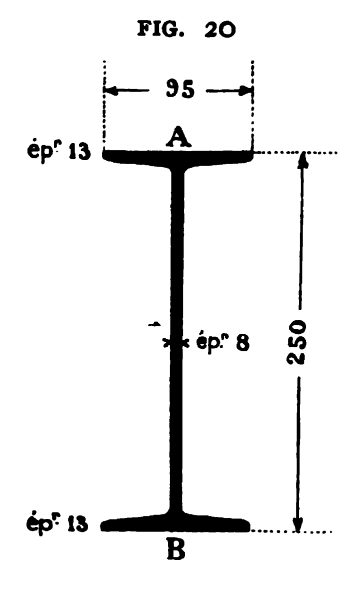
Établissons l'équation des moments par rapport à A :

$$x = AF = \frac{2P\lambda}{l}\left(\frac{l}{2} + n\right) - \frac{2P\lambda}{l} \times n \qquad \text{d'où} \qquad x \times AF = P\lambda.$$

Nous voyons que x est une compression, et cette compression existe pour toute charge appliquée sur la demi-toiture de gauche, et elle ne diminue ni augmente pour celles appliquées sur la demi-toiture de droite.

Notre conclusion générale est donc que la colonne n° V du tableau précédent, colonne qui correspond à la charge morte et à la surcharge de neige recouvrant toute la toiture, donne les plus grands efforts qui peuvent se produire dans les différents éléments de la ferme.

FIG. 20



***

14. Flexion. — Aux fatigues directes par compression et traction que nous venons de calculer il y a, en ce qui concerne les arbalétriers, à ajouter celles par flexion dues aux charges locales en 1 et 3 de la FIG. 12. Comme l'arbalétrier est discontinu en F, le moment fléchissant maximum qu'il subit du chef du poids mort et de la neige, soit 110 kgr. par mètre carré, est :

$$1.10 \times \frac{1350}{2} \times \frac{10}{4} = 1857 \text{ kilogrammètres.}$$

joint

Nous prenons pour cet arbalétrier la poutrelle donnée ci-contre, FIG. 20, elle pèse 35 kgr. le mètre et

sa section est de 4500 millimètres carrés, son moment résistant pour 1 kgr. de fatigue par millimètre carré est de 338 kilogrammètres.

C'est le tronçon A1 de l'arbalétrier qui subit les plus grands efforts, il y a en la section n° 1 une compression maximum de 13563 kgr. (voir le tableau du n° 12) et un moment de 1857 kilogrammètres, d'où les fatigues :

Du chef de la compression $\frac{13563}{4500} = 3$ k. 00.

Du chef de la flexion $\frac{1857}{338} =$ 5 k. 50

Total 8 k. 50

Cette fatigue maximum de 8 k. 5 est une fatigue par compression ; le maximum par traction est 5,5 — 3 = 2 k. 5.

***

15. Flambage. — Nous avons à examiner la question de l'éventualité de flambage de l'arbalétrier : il est maintenu aux cinq points A, 1, F, 3 et H ; en A il y a une compression simple de 3 kgr., de A en 1 cette compression se mélange de plus en plus de flexion de façon qu'au milieu de l'intervalle A1 on a :

A l'extrados une compression de $3 + \frac{5,5}{2} = 5^k\,75$

A l'intrados une compression de $3 - \frac{5,5}{2} = 0,25$

et en la section n° 1 on a ce qui a été trouvé ci-dessus, savoir 8 k. 5 à la compression et 2 k. 5 à la traction. En somme pour apprécier l'éventualité de flambage nous pouvons admettre grosso-modo que l'arbalétrier est une pièce chargée debout fatiguant à raison de 4 kgr. par millimètre carré. La longueur A1 est de 2^m70. La tendance maximum au flambage a lieu dans le sens de la moindre raideur, c'est-à-dire dans le sens horizontal. Le moment d'inertie évalué par rapport à l'axe neutre AB (FIG. 20) est égal à 187, le centimètre étant pris pour unité, on a donc :

$$r = \sqrt{\frac{I}{\omega}} = \sqrt{\frac{187}{45}} = 2^{c}1. \qquad \frac{l}{r} = \frac{270}{2.1} = 129$$

Nous voyons au Tome I, chapitre des pièces chargées debout, que pour ce rapport la charge de flambage $\frac{P}{\omega}$ a pour valeur : $\frac{P}{\omega} = \frac{195000}{129^2} = 11^k7$

C'est trois fois la fatigue 4 kgs que nous avons admise, donc une sécurité de 3, et comme en définitive cette fatigue ne se produit que dans le cas tout à fait exceptionnel d'une chute de 50 centimètres de neige, nous estimons que les dimensions de la poutrelle donnent suffisamment de sécurité contre le flambage ; ceci est naturellement une question d'appréciation personnelle, si d'aucuns, ayant

plus de prudence, voulaient une sécurité plus grande, ils devraient prendre une poutrelle dont la table aurait une largeur plus grande que celle 95 millimètres, et ce afin d'avoir plus de raideur dans le sens horizontal.

***

16. Vent. — Nous avons maintenant à évaluer les effets du vent. Le versant de toiture est incliné de 21°49, et nous supposons un vent de 130 kgs dont la trajectoire est inclinée de 10° sur l'horizon.

La pression normale par mètre carré de versant de toiture est donc :

$$P_n = 130 \times \sin^2 31°49 = 36 \text{ kgmes}$$

et au point d'application de chaque panne on a :

$$13.5 \times 36 = 486 \text{ kgmes soit en chiffres ronds } 500 \text{ kgmes.}$$

L'état de sollicitation de la ferme soumise à l'action du vent se présente donc comme il est indiqué FIG. 21.

Pour effectuer les calculs nous avons au préalable à distinguer le genre de contact que la ferme prend sur ses appuis, l'un des contacts est toujours fixe mais l'autre peut être fixe ou mobile.

1° **Les deux contacts sont fixes.** — La ferme est donc fixée invariablement à ses extrémités A et B ; celles-ci étant dans des conditions identiques on admet (ce qui en fait n'est pas) que leurs réactions sont parallèles entre elles et parallèles à la composante normale du vent ; pour déterminer ces réactions, traçons (FIG. 22) le polygone des forces et prenant un pôle quelconque C nous en déduisons le polygone funiculaire (FIG. 21) qui nous donne les réactions 1170^k en A, et 500 kgs en B.

Traçant (FIG. 23) pour les nœuds successifs de la ferme la série des polygones des forces (ou polygones de Cremona) on en déduit les efforts consignés dans le tableau ci-dessous :

TABLEAU II.

DÉSIGNATION	Demi-ferme de gauche	Demi-ferme de droite
Arbalétrier de pied	— 2625	— 1610
» de faîte	— 2625	— 1610
Tirant de pied	+ 2775	+ 1275
» de faîte	+ 1590	+ 100
Bielle	— 1000	0
Entrait	+ 1200	+ 1200

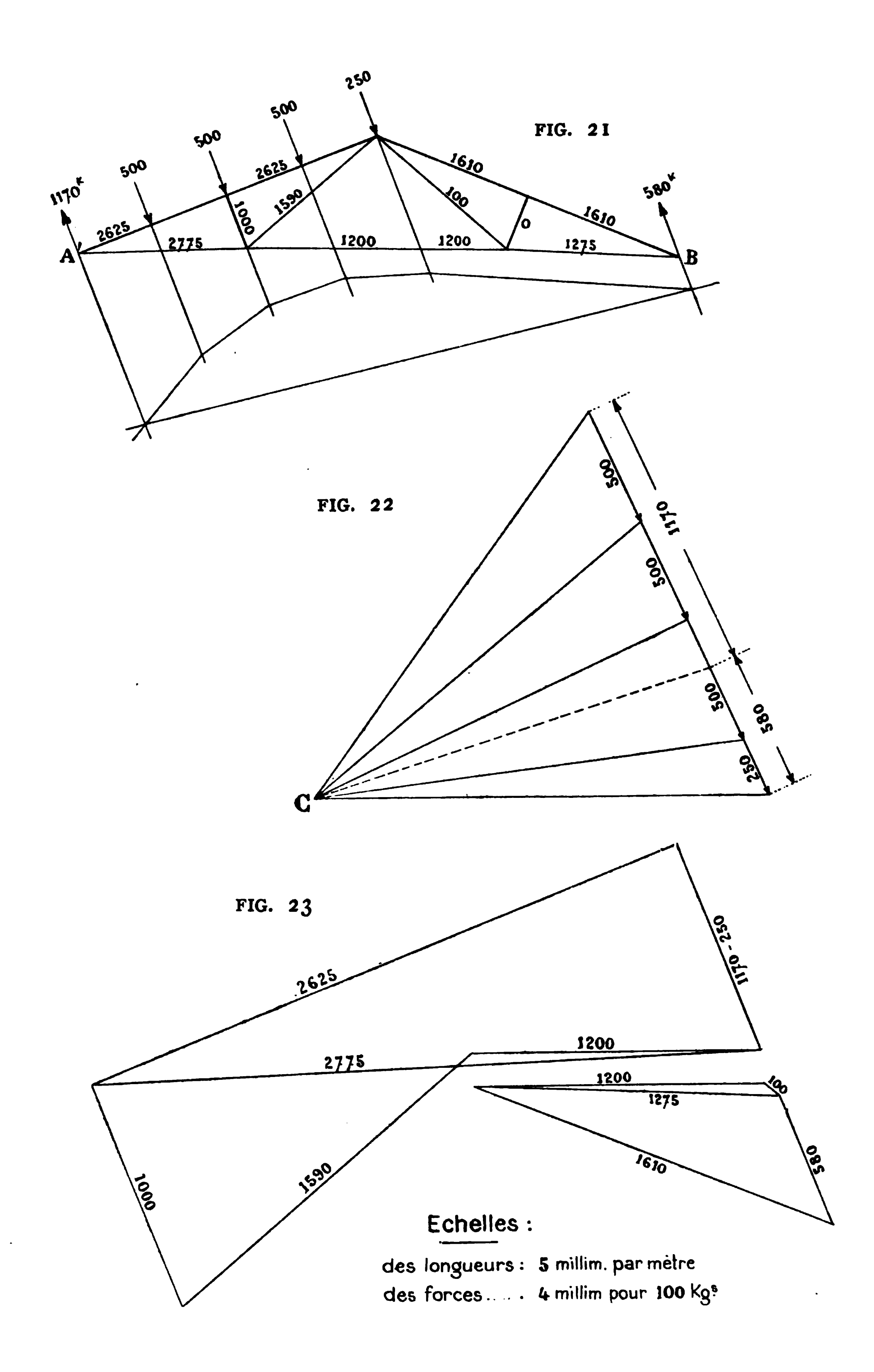


FIG. 21
250
500
500
500
1170K
580K
2625
2625
1590
1000
1610
100
0
1610
A
B
2775
1200
1200
1275
FIG. 22
500
1170
500
500
580
250
C
FIG. 23
2625
1170-250
2775
1200
1200
100
1275
1000
1590
1610
580
Echelles :
des longueurs : 5 millim. par mètre
des forces . . . . 4 millim pour 100 Kgs

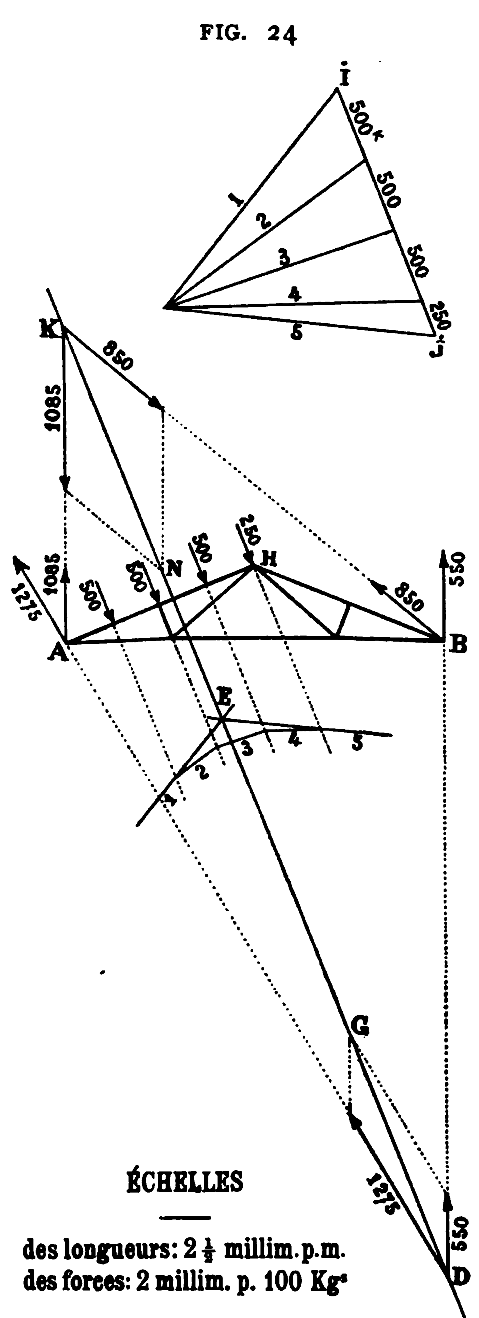
Il y a en outre sur l'arbalétrier un moment de flexion maximum de :

$$250 \times \frac{2^{m}70}{2} = 338 \text{ kgmètres}$$

On remarque que les efforts provoqués par le vent sont notablement moindres que ceux provoqués par une couche de 50 centimètres de neige (voir le tableau I), c'est donc pour la neige que la charpente doit être calculée, car il n'y a évidemment pas à additionner les effets d'une couche de neige de 50 centimètres et d'un ouragan à 130 kgs ; même dans nos climats pareille couche de neige ne peut se maintenir que s'il n'y a pas de vent du tout, à moins qu'elle ne soit congelée, ce qui est une hypothèse extrême dont il n'y a pas à tenir compte chez nous.

En définitive donc, c'est pour les efforts de la colonne n° V du tableau n° 1 que la ferme doit être calculée, bien entendu en ajoutant à ces efforts directs les effets de la flexion.

FIG. 24



2° Un contact fixe, l'autre mobile. FIG. 24. Nous supposons que la ferme repose en B sur rouleaux ou sur plaques, elle doit alors nécessairement être fixée sur l'appui A. Nous supposons que le vent souffle sur le versant de gauche avec la même intensité que ci-avant. La ferme, en se déformant, roule et glisse sur l'appui B et provoque une réaction horizontale due au frottement, réaction qui a pour valeur :

$$f(V_1 + N)$$

f étant le coefficient de frottement,

V_1 la composante verticale sur l'appui B de l'action du vent sur la ferme,

N la réaction verticale de l'appui B du chef des autres charges que porte la ferme.

La résultante des réactions de l'appui B est donc inclinée sur l'horizontale d'un angle α donné par l'équation :

$$tg\alpha = \frac{V_1 + N}{f(V_1 + N)} = \frac{1}{f}$$

Le coefficient de frottement varie selon que le déplacement en B se fait sur plaques ou sur rouleaux ; mais en fait par des vents violents et sous l'action des trépidations dues aux rafales, le frottement disparaît, $f = 0$, et on a :

$$tg\alpha = \infty, \text{ d'où } \alpha = 90°$$

c'est-à-dire que la réaction de l'appui mobile est verticale.

Nous pouvons donc, dans le cas actuel, calculer isolément les effets du vent et celui des charges verticales, c'est-à-dire suivre la même méthode que dans le cas de deux appuis fixes.

Nous déterminons la résultante des 4 forces appliquées sur le versant de toiture AH, elle passe par le point E du polygone funiculaire et elle est normale à AH, sa direction vient couper la direction de la réaction en B au point D, donc AD est la direction de la réaction de l'appui fixe A.

La valeur de la résultante est IJ = 1750 kgmes, nous la portons en DG à l'échelle de 2 millimètres par 100 kgs, et traçant le parallélogramme sur DA et DB, nous obtenons :

réaction de l'appui A = 1275
réaction de l'appui B = 550

Voilà donc toutes les forces et réactions qui agissent sur la ferme complètement connues ; faisant le tracé *Cremona* pour les divers nœuds on en déduira les efforts sur les divers éléments de la ferme. Il est inutile que nous nous attardions ici à faire ces tracés.

Supposons maintenant que l'appui fixe soit en B, et l'appui mobile en A, du côté d'où souffle le vent.

La réaction de l'appui A est donc verticale, elle est coupée en K par la direction de la résultante des forces agissant sur le versant de toiture, la direction de la réaction en B est BK ; nous portons en KN la valeur 1750 kgs de la résultante, et traçant le parallélogramme nous avons :

réaction de l'appui A = 1085 kgs
réaction de l'appui B = 850 kgs

et le tracé *Cremona* nous donnera les efforts dans les diverses barres.

Nous aurons ainsi en définitive les efforts provoqués par le vent selon qu'il agit du côté de l'appui mobile ou du côté de l'appui fixe et naturellement, pour chaque barre, on prendra l'effort maximum.



17. Dilatation et contraction.— Nous venons d'étudier les effets du vent

en supposant le cas de deux appuis fixes, voyons jusqu'à quel point cette fixité des appuis est admissible. Le coefficient de dilatation du fer est 0,000012 ; pour une longueur L et une variation de N degrés, la variation de longueur d'une barre de fer est : 0,000012 NL

Si cette barre est droite et invariablement maintenue à ses extrémités, elle subira du chef de la variation de température une fatigue p donnée par l'équation :

$$\frac{p}{E} L = 0{,}000012 \, NL \qquad \text{d'où} \qquad p = 0{,}000012 \, EN = 0{,}24 \, N$$

fatigue qui est indépendante de la longueur de la barre ; donc dans le cas de la ferme, FIG. 12, où les extrémités sont invariables il y aura, dans les membrures, du chef de la variation de température, les fatigues supplémentaires suivantes :

pour N = 10° $p = 2^k4$ par millimètre carré.
pour N = 20° $p = 4^k8$ » »

Un abaissement de température de 20° peut parfaitement se produire sous une couverture en zinc, on voit qu'elle provoquera des fatigues excessives et absolument inadmissibles, car s'ajoutant à celles dues aux charges elles pourraient entraîner une situation dangereuse, ou tout au moins une situation où la sécurité serait trop faible ; d'ailleurs plus d'une ferme s'est écroulée du chef de rupture de l'une ou l'autre barre sous l'effet d'un abaissement de température.

En règle générale donc une ferme à deux appuis ancrés est à rejeter, cependant il est un cas où on pourrait l'admettre, c'est lorsque les appuis sont constitués par de hautes colonnes : celles-ci fléchissent sous l'effet des dilatations ou contractions de la ferme et diminuent d'autant la fatigue sur la barre ADEB, il faudra dans chaque cas par un calcul spécial déterminer ce qui reste de cette fatigue et voir si elle est admissible.

Il est à remarquer que lorsque l'appui de la ferme est mobile sur plaques de glissement, il se produit lors des dilatations et contractions un frottement de glissement qui engendre une fatigue directe sur la barre ADEB de la FIG. 12.

Pour peu que les plaques de glissement soient mal entretenues, mal nettoyées, plus ou moins rouillées, le frottement de glissement peut devenir très élevé et engendrer donc de fortes fatigues dans ADEB.

Cela est moins à craindre dans le cas d'appuis sur rouleaux, toutefois il faut encore de la surveillance, car les rouleaux peuvent se caller et transformer l'appui mobile en appui fixe et entraîner toutes les conséquences de fatigue exposées ci-dessus.

⁂

18. Calcul des détails. — La ferme Polonceau est articulée en tous ses nœuds, de plus les tirants sont munis de moyens de réglage afin d'assurer une

17

bonne tension de tous les éléments de la ferme, nous donnons FIG. 25 à 28 les détails des tirants avec leurs divers assemblages; nous allons rapidement exposer le calcul de ces divers éléments.

Tout d'abord le diamètre *d* du corps d'un tirant. Quoique ce soit là un élément qui travaille dans d'excellentes conditions de résistance puisqu'il ne subit qu'une simple traction, il convient cependant de ne pas dépasser, dans le cas du fer, une fatigue de 6 kgs par millim. carré, car tout tirant comporte généralement une ou deux soudures, or une soudure est toujours un point dangereux quelque bien exécutée qu'elle soit, c'est d'autant plus dangereux qu'il est excessivement difficile de voir ou de vérifier si une soudure est bien exécutée ou non, la prudence impose donc de modérer la fatigue, c'est pourquoi nous fixons le chiffre de 6 kgs.

Il est quelquefois arrivé que pour éviter l'impédimenta des soudures on forgeait les tirants d'une pièce en les étirant dans une barre de plus gros échantillon, cela se fait notamment pour les tirants en acier, alors évidemment on peut augmenter la charge de sécurité, mais les pièces ainsi exécutées reviennent assez cher de main-d'œuvre.

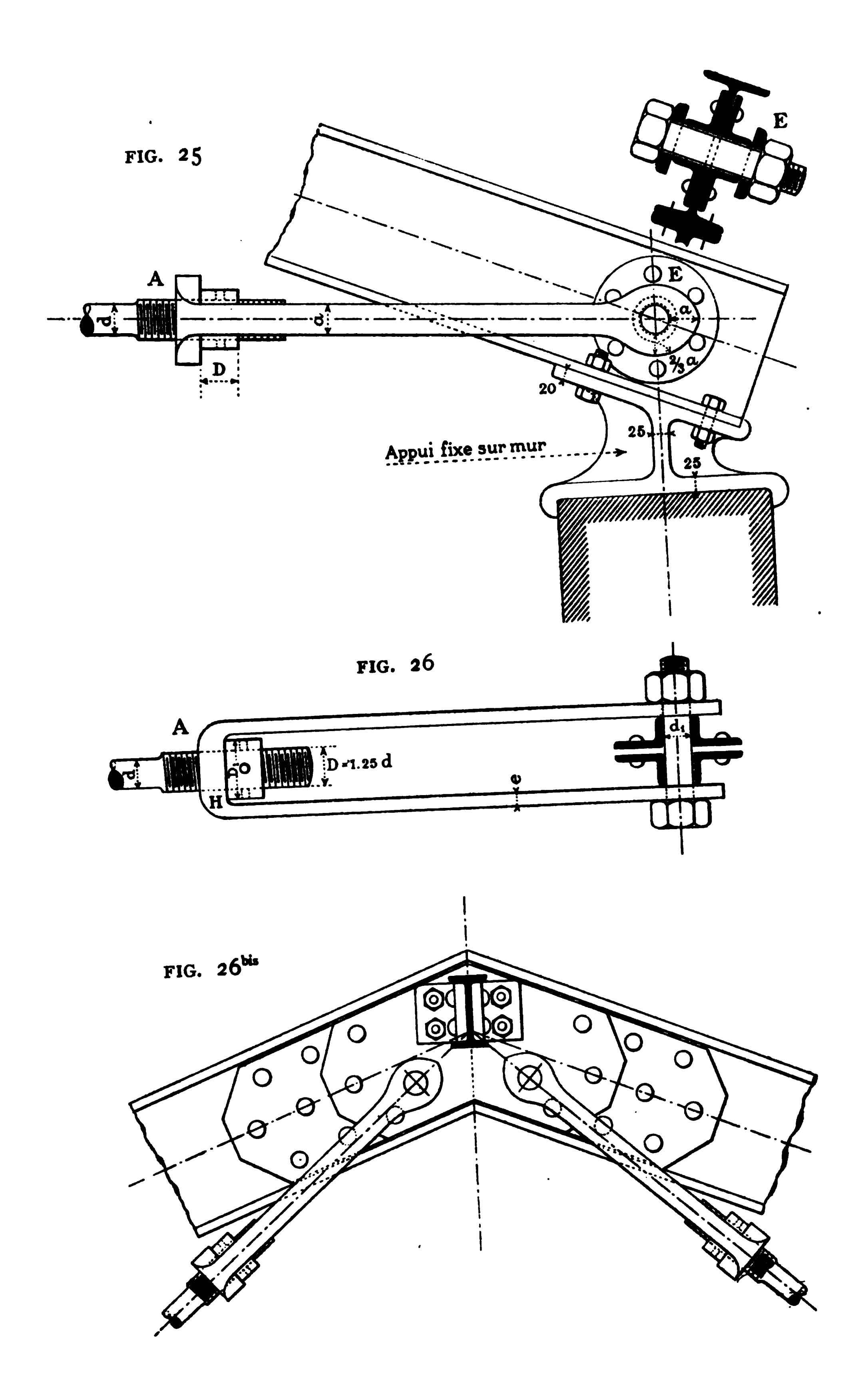
A l'une extrémité le tirant porte un filet A, FIG. 25 et 26, à l'autre une tête B, FIG. 27 et 28 ; ce sont ces filets et ces têtes qu'on rapporte sur le tirant par soudure ou qu'on réalise en étirant le corps du tirant dans une barre de plus gros échantillon. Le creux du filet ne peut évidemment pas entamer le diamètre du corps du tirant, c'est pourquoi le bout à fileter est renflé à un diamètre D égal aux 5/4 du diamètre *d* du corps du tirant $D = 1.25\ d$

L'écrou du filet a une hauteur égale à D, cet écrou est rond, son diamètre extérieur D_1 varie de 1,50 à 1.75 D, il est muni d'œils afin de le serrer avec une broche.

La tête B du tirant subit non seulement de la traction simple mais encore des effets de flexion, c'est pourquoi il faut lui donner de plus fortes sections résistantes qu'au corps du tirant, nous indiquons en B FIG. 27 les dimensions proportionnelles de la tête en fonction du diamètre *d* du corps du tirant ; l'épaisseur est au moins égale au diamètre *d* du corps du tirant, ainsi qu'indiqué en B FIG. 28 ; pour des tirants secondaires, tel que celui L, FIG. 28, on donne à la tête une épaisseur plus forte que leur diamètre : on leur donne une épaisseur égale au diamètre *d* du plus fort tirant assemblé par les plaques K, cela afin d'éviter toute flexion sur les axes d'assemblage des tirants.

Le tirant est réuni à l'arbalétrier par une fourche et un axe, FIG. 25 et 26 ; l'arbalétrier est muni de deux rondelles rivées E (FIG. 25) qui ont pour but d'empêcher la flexion de l'axe d'assemblage et le soumettre à un cisaillement simple ; la charge de sécurité de ce cisaillement sera les 4/5 de celle par traction (voir n° 6) donc :

pour le fer $4/5 \times 8^k = 6^k5$ pour l'acier $4/5 \times 12^k = 9^k6$


FIG. 25
E
A
E
d
a
a
D
2/3 a
20
25
25
Appui fixe sur mur
FIG. 26
A
d_1
d
D = 1.25 d
H
e
FIG. 26bis

Le cisaillement est double, chaque section de l'axe doit donc supporter la moitié de l effort agissant sur le tirant.

FIG. 27

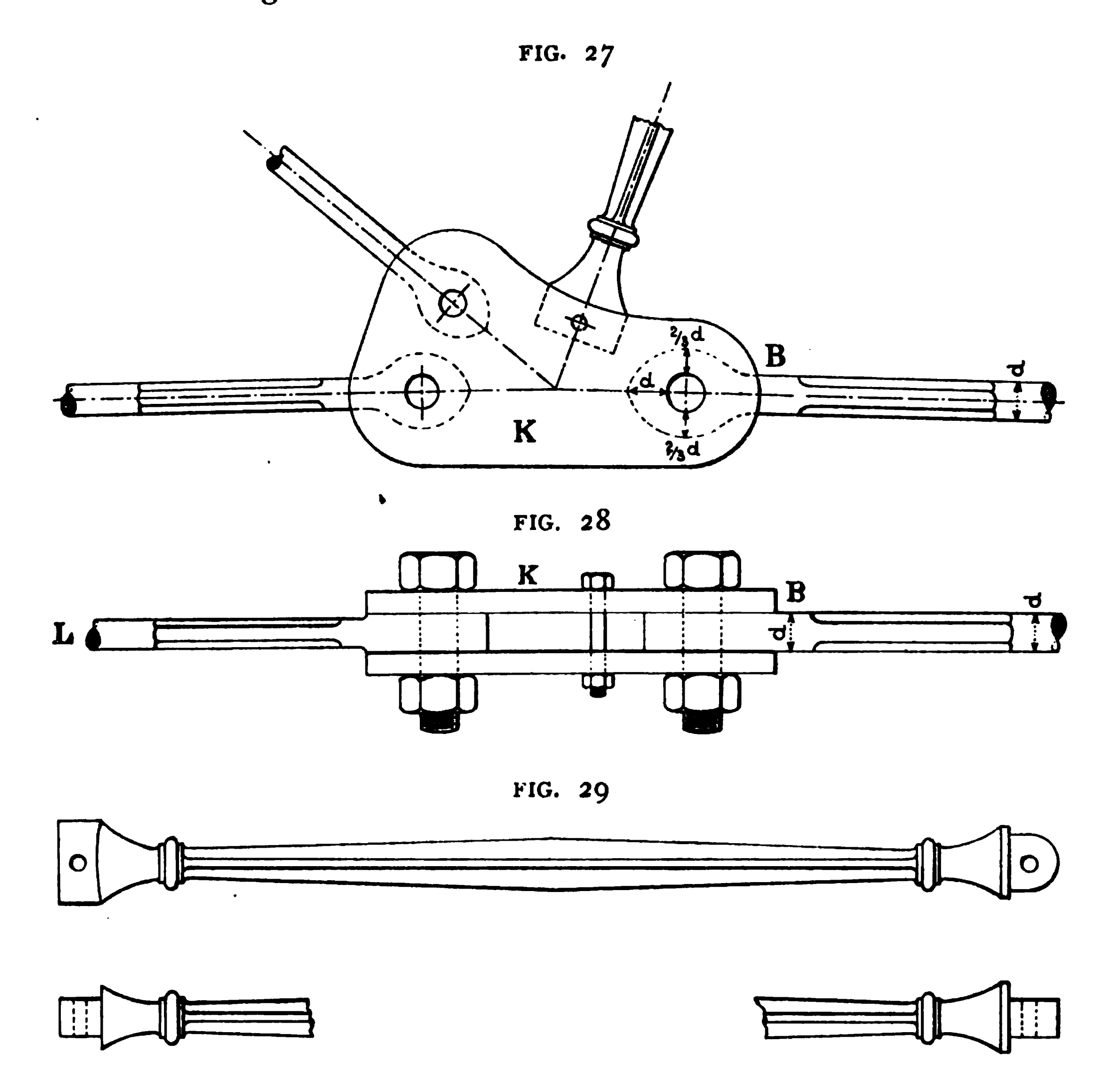


FIG. 28

FIG. 29

Dans le cas du tirant de pied de la ferme que nous venons de calculer le diamètre d_1 de l'axe d'assemblage à l'arbalétrier (FIG. 26) est donné par l'équation :

$$\frac{\pi d_1^2}{4} \times 6.4 = \frac{12\,606}{2} \text{ d'où } d_1 = 36 \text{ centimètres.}$$

Il importe que l'épaisseur des joues de la fourche soit telle qu'il n'y ait pas danger d'écrasement sur le pourtour de l'axe, pour cela il faut que la pression moyenne sur ce pourtour ne dépasse pas 10 kgs par millim. carré ; désignant par e l'épaisseur cherchée (FIG. 26), on a : $e \times 36 \times 10^k = \frac{12\,606}{2}$ d'où $e = 18$ millimètres.

La largeur a du corps de chaque branche sera donnée par l'équation

$$a \times 18 \times 6^k = \frac{12\,606}{2} \quad \text{d'où } a = 43 \text{ millimètres.}$$

Nous pouvons pour cette fourche prendre une charge de sécurité de 8 kgs, car c'est une pièce de forge sans soudure ; tout au moins en bonne construction elle doit être exécutée sans soudure et l'ingénieur doit veiller à ce qu'il en soit ainsi.

Les têtes de la fourche doivent être tracées suivant les dimensions proportionnelles données FIG. 25, ce sont les mêmes proportions que pour la tête du tirant, FIG. 27.

Il nous reste à calculer le joug H (FIG. 25 et 26) qui réunit les deux branches de la fourche : c'est une pièce appuyée à ses extrémités sur les branches de la fourche et soumise à la flexion, elle porte une charge égale à la traction du tirant, charge uniformément répartie sur la longueur D_1 de l'écrou qui maintient le tirant, c'est donc une pièce facile à calculer, nous ne nous y arrêtons pas.

Le calcul des plaques d'assemblage K (FIG. 27 et 28) des divers tirants ne présente rien de particulier à signaler, les principes et considérations exposés ci-dessus permettront d'effectuer ce calcul sans aucune difficulté ; un point important est de donner à ces plaques une épaisseur suffisante afin qu'il n'y ait pas de danger d'ovalisation des trous d'axes sous la traction des tirants, on déterminera cette épaisseur comme nous avons déterminé l'épaisseur e de la fourche.

Les bielles (FIG. 29) sont des pièces chargées debout, dont le mode de calcul est exposé au Tome I du présent ouvrage.



19. Supports de la charpente. — La charpente est supportée par des murs, des piliers ou des colonnes. Ces supports doivent être calculés pour les charges verticales de la charpente, et surtout pour l'effort horizontal résultant de l'action du vent en tenant compte que le vent agit non seulement sur le versant de la toiture mais encore sur la surface verticale du support ; cet effort peut être très élevé si l'appui est un mur plein, et surtout si le vent peut s'engouffrer sous la charpente ; dans ce dernier cas il y a même à prémunir la construction contre toute éventualité de soulèvement de la toiture.

Il y a non seulement à prévoir l'action du vent dirigée perpendiculairement à l'axe longitudinal de la toiture, mais encore son action oblique sur cet axe, ou son action sur les pignons de la construction.

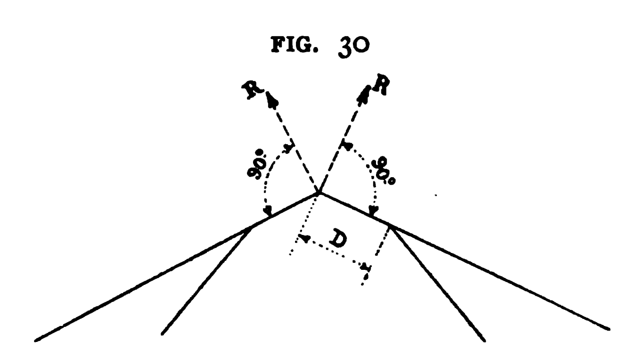
Dans le cas de fermes reposant sur colonnes, il y aura lieu de contreventer celles-ci dans le sens longitudinal, c'est-à-dire réunir leurs têtes par des poutres, droites ou arquées, ce afin d'éviter que les colonnes ne puissent être renversées et couchées longitudinalement.

Qu'on n'oublie pas que le vent est le grand ennemi des charpentes et que beaucoup de celles qui ont péri, ont péri à cause du vent, non pas que le vent ait brisé quelque chose, mais parce que dans l'une ou l'autre direction le contreventement était insuffisant.



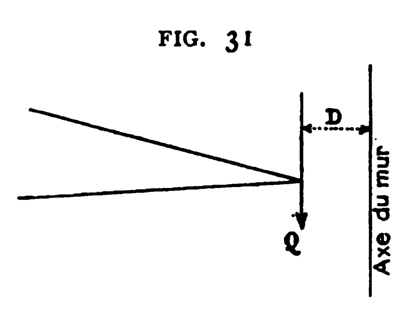
20. Tracé de la charpente. — Il convient qu'en chaque nœud, de toute charpente articulée, les axes des barres y aboutissant concourent en un même point, ainsi qu'il est indiqué par les FIG. 25, 26bis et 27.

FIG. 30



Si cette règle n'était pas observée il en résulterait des fatigues supplémentaires par flexion dans les barres de la charpente, ainsi si l'assemblage de faîte, FIG. 26bis, se présentait comme l'indique la FIG. 30 ci-contre, il y aurait sur chaque arbalétrier une flexion supplémentaire RD ; de même si l'assemblage de pied de la FIG. 25 se présentait comme l'indique la FIG. 31, il y aurait sur le mur une flexion supplémentaire QD due à l'excentricité de la compression Q ; enfin, si les plaques de la FIG. 27 n'étaient pas tracées d'après la règle du concours des axes elles ne pourraient être en équilibre, elles se déplaceraient sous l'action des tirants, la bielle ne resterait pas normale sur l'arbalétrier, en un mot il se produirait une perturbation plus ou moins grave dans l'équilibre de la charpente.

FIG. 31



Il est enfin évident que toute charpente doit s'appuyer sur le mur qui la porte par une surface horizontale ainsi que l'indique la FIG. 25, il ne pourrait être question de supprimer le sabot d'appui et faire reposer directement la face inclinée de l'arbalétrier sur le mur, même si celui-ci était surmonté d'une pierre de taille.

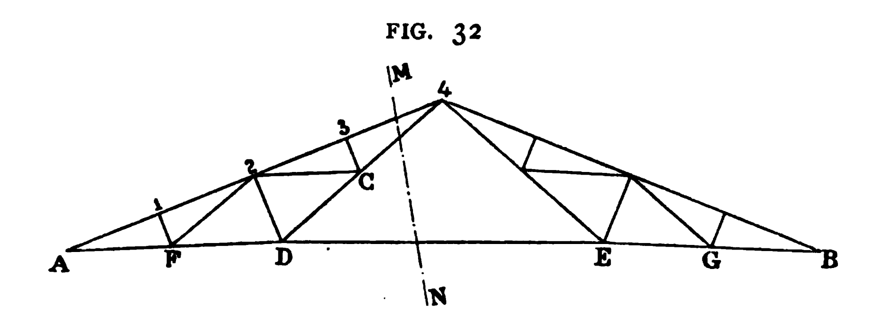
Les plaques K (FIG. 27) des diverses fermes sont souvent réunies longitudinalement par des barres de 20 millim. de diamètre qui vont s'ancrer dans les pignons, cette liaison a pour but d'empêcher que le plan de chaque ferme ne sorte de la verticale.



21. Ferme Polonceau à trois bielles. — Nous avons vu ci-dessus, pour la ferme Polonceau à une bielle (FIG. 12), que les pannes s'assemblant aux points 1 et 3 provoquent dans l'arbalétrier des flexions qui entraînent une fatigue de 5^k5

(voir n° 14), tandis que du chef de la compression directe la fatigue ne dépasse pas 3 kg. ; si les flexions n'existaient pas, la fatigue de 5^k5 disparaîtrait et la section de l'arbalétrier pourrait être notablement réduite car, il n'aurait plus à

FIG. 32



résister qu'à la seule compression, d'où une forte économie de matière ; or, la flexion peut être annulée en soutenant les points 1 et 3 par deux bielles supplémentaires, c'est-à-dire en constituant une ferme à trois bielles (FIG. 32).

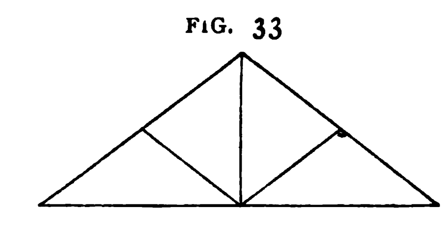
Il est à remarquer cependant que tout n'est pas bénéfice dans la ferme à trois bielles, car il y a la matière exigée par les 4 bielles et les 4 tirants supplémentaires, et en outre il y a la main-d'œuvre de leur exécution.

La méthode de calcul de la ferme à 3 bielles est absolument la même que celle indiquée ci-avant pour celle à une bielle : on trace successivement les polygones des forces des nœuds dans l'ordre suivant

A — 1 — F — D — 2 — C — 3

Faisant ces tracés on rencontre une difficulté étant arrivé au nœud D, on y trouve trois inconnues qui sont : les efforts suivant la bielle, suivant le tirant DC et celui DE, on ne peut donc fermer le polygone ; on tourne la difficulté en calculant au préalable l'effort suivant l'entrait DE, pour cela on mène la section MN et on établit l'équation des moments par rapport au nœud de faîte.

FIG. 33



***

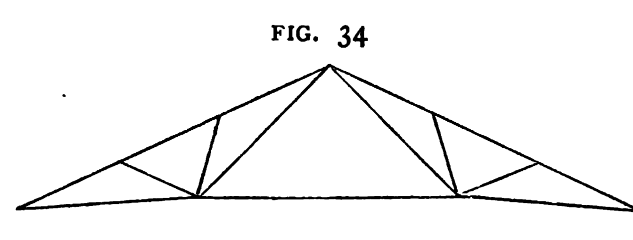
22. Ferme à contrefiches. — C'est un type (FIG. 33) assez fréquemment employé pour les fermes en bois. C'est le type Polonceau à une bielle dans lequel l'entrait est réduit à rien. La méthode de calcul est la même.

***

23. Ferme Polonceau à bielle dédoublée. — Ce type (FIG. 34) n'est que

la ferme Polonceau ordinaire à une bielle, sauf que celle-ci est dédoublée afin de pouvoir soutenir l'arbalétrier en deux points intermédiaires. Ce type a été employé à la gare couverte de Gand. Le calcul de cette ferme ne présente rien de particulier.

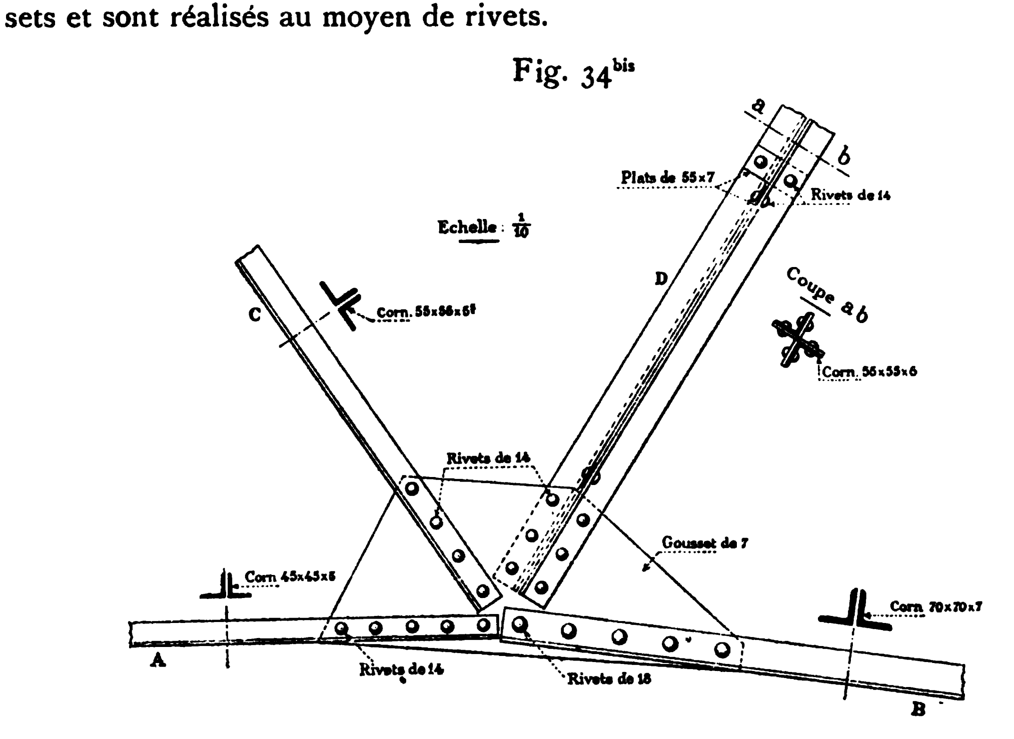
FIG. 34



***

24. Fermes en treillis rivé. — Ces fermes, au lieu d'avoir leurs nœuds articulés comme les types Polonceau, ont leurs nœuds rivés comme les poutres en treillis pour ponts ; les tirants et bielles au lieu d'être, comme dans la ferme Polonceau, des pièces de forge combinées avec moyens de réglage, sont de simples barres laminées ordinaires, tout comme dans les poutres de ponts. Les moyens de réglage et de mise en tension des barres font défaut dans ces fermes en treillis tout comme dans les ponts en treillis ; les assemblages se font par goussets et sont réalisés au moyen de rivets.

Fig. 34bis



Les fermes en treillis sont surtout employées dans les constructions temporaires et dans les constructions industrielles ; par le fait qu'elles évitent toute pièce de forge elles sont plus économiques que les fermes articulées proprement dites.

***

La FIG. 34bis donne le détail d'un nœud de ferme en treillis du type Polonceau, par exemple le nœud E de la FIG. 32 ci-avant : B est le tirant de pied de l'arbalétrier, A l'entrait, C le tirant de tête et D la bielle ; ce détail est extrait d'une ferme exécutée.

L'entrait A subit une traction maxima de 7019 kgs ; la section des deux cornières déduction faite des trous de rivets est :

$$2 \times 5\,(45 + 45 - 5 - 14) = 760 \text{ millimètres carrés}$$

d'où par millimètre carré une fatigue de : $\frac{7019}{710} = 9^{k}9$

Les rivets travaillent à double cisaillement, leur section totale est

$$5 \times 153 \times 2 = 1530 \text{ millimètres carrés}$$

d'où une fatigue : $\frac{7019}{1530} = 4^{k}6$ par millimètre carré.

Le tirant B subit une traction maxima de 15661 kgs ; les fatigues sont : traction sur le tirant

$$\frac{15661}{2 \times 7(140 - 7 - 18)} = \frac{15661}{1610} = 9^{k}7$$

cisaillement sur les rivets : $\frac{15661}{5 \times 254 \times 2} = \frac{15661}{2540} = 6^{k}2.$

Le tirant de tête C subit une traction maxima de 9659 ; les fatigues sur cornières et rivets sont : sur cornières

$$\frac{9659}{2 \times 5.5(55 + 55 - 5.5 - 14)} = 9^{k}7 \text{ par millimètre carré}$$

sur rivets : $\frac{9659}{5 \times 154 \times 2} = 6^{k}3$ par millimètre carré.

La bielle D subit une compression maxima de 3910 kgs ; elle est composée de 2 cornières de $55 \times 55 \times 6$ disposées en croix et solidarisées par des plats de 55×7, voir la coupe *ab* FIG. 35 bis ; le rayon de giration de cette section a pour valeur :

$$r = \sqrt{\frac{I}{\omega}} = \sqrt{\frac{9926904}{12 \times 1248}} = 26 \text{ millimètres}$$

la longueur l de la bielle est de 2,50 m., on a donc : $\frac{l}{r} = \frac{2500}{26} = 96$

La formule (β) du n° 198 Tome I nous indique que la *charge de flambage* des barres d'acier pour cette longueur proportionnelle 96 est :

$$\frac{P}{\Omega} = \frac{580000}{20000 + 96^2} = 19^k9 \text{ par millimètre carré.}$$

La compression réelle est de : $\frac{3910}{1248} = 3^k2$ par millimètre carré.

Le coefficient de sécurité contre le flambage est donc : $\frac{19.9}{3.2} = 6.2$.

La bielle est fixée par 6 rivets de 14 travaillant au simple cisaillement, leur section est : $6 \times 154 = 924$ millimètres carrés d'où une fatigue de : $\frac{3910}{924} = 4^k3$ par millimètre carré.

⁂

Toutes les fermes du type Polonceau sont réalisables en treillis, toutefois lorsqu'on emploie le treillis rivé on utilise surtout le canevas des FIG. 35 et 36 ; le canevas FIG. 35 porte quelquefois le nom de type anglais et celui (FIG. 36) le nom de type belge.

On conçoit que bien d'autres combinaisons de treillis sont possibles et que nous ne puissions nous arrêter à les détailler ici, leur importance est trop minime.

Le calcul des fermes en treillis se fait en supposant que les nœuds sont articulés et on suit la même méthode que celle appliquée ci-avant à la ferme Polonceau.

Les fermes en treillis sont le plus souvent à canevas triangulaire, c'est d'ailleurs au point de vue théorique et pratique le meilleur mode de construction, cependant on rencontre quelquefois des fermes à treillis double comme l'indique la FIG. 37 : le treillis double est un systè-

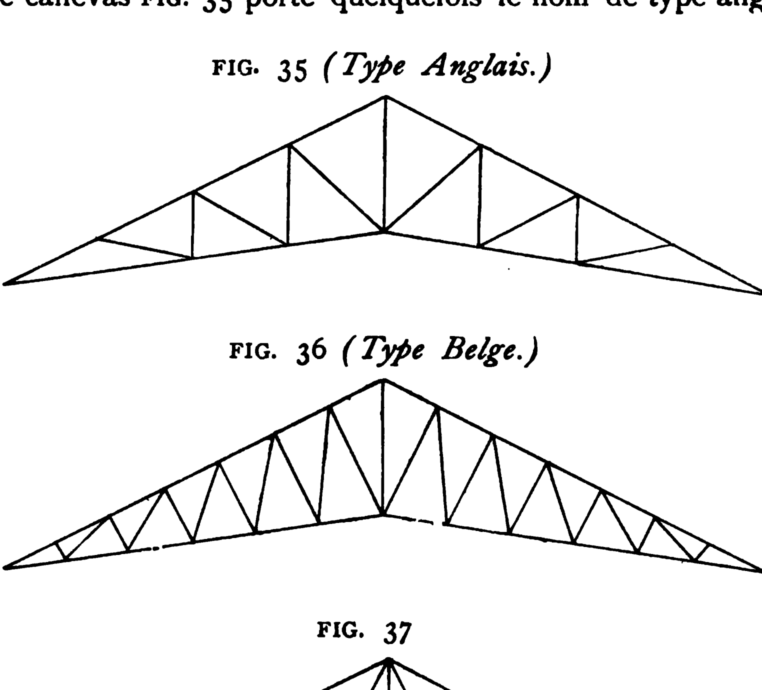

FIG. 35 *(Type Anglais.)*

FIG. 36 *(Type Belge.)*

FIG. 37

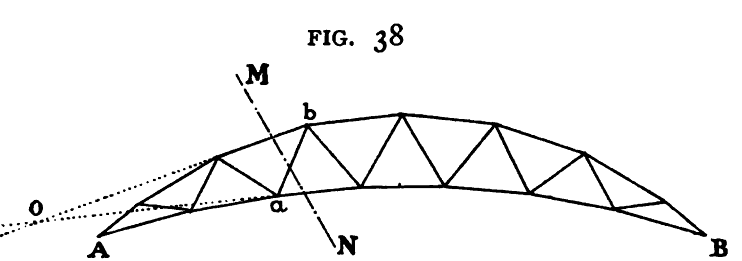
me à barres surabondantes dont le calcul direct n'est pas possible, car il y a plus d'inconnues que la statique ne peut fournir d'équations, on tourne la difficulté en décomposant la ferme à treillis double en deux à treillis simple, on calcule chacune séparément pour la demi-charge, on additionne algébriquement les résultats obtenus et on a les efforts sur la ferme à treillis double ; ce n'est là qu'une méthode approximative, mais elle est suffisamment exacte ; au surplus en règle générale il faut éviter les treillis à pièces surabondantes, leur calcul est toujours incertain, leur poids est plus fort et ils entraînent à une main-d'œuvre plus élevée puisqu'il y a plus de pièces à assembler.

***

25. Fermes courbes. — Nous donnons, FIG. 38, un type de ferme à versant courbe n'exerçant aucune poussée.

La méthode de calcul de ce type n'est pas différente de celle de la ferme Polonceau et des fermes en treillis à versants droits, toutefois il y a une particularité sur laquelle nous devons appeler l'attention : nous avons démontré que, pour tous les éléments de la ferme Polonceau, le cas le plus défavorable était celui de la surcharge recouvrant toute la toiture, c'est le cas donnant les plus grands efforts dans les arbalétriers, les tirants, entraits et bielles ; on arrive à la même conclusion pour toutes les fermes à versants droits, car, pour ces fermes, quelle que soit la section que l'on fait (voir n° 13), les points par rapport auxquels on doit établir les trois équations des moments tombent à l'intérieur des appuis, et c'est à cause de cette particularité que le cas de surcharge le plus défavorable est celui de la surcharge complète ; or, cela n'existe plus pour les fermes à versants courbes, telle la ferme FIG. 38 : menons par exemple une section MN, établissons l'équation des moments par rapport au point de concours O des deux brides, cette équation nous donnera la valeur de l'effort sur la diagonale *ab* et, comme le point O est en dehors de l'espace des appuis A et B, elle nous conduira aux conclusions suivantes : 1° Pour toute charge P appliquée à droite de MN, la diagonale *ab* est comprimée. 2° Pour toute charge appliquée à gauche de MN, elle est étendue, donc le maximum de compression est donné pour la surcharge partielle, celle qui n'occupe que la partie à droite de MN, et le minimum de compression (minimum qui peut être une traction) pour la surcharge ne couvrant que la partie à gauche de MN.

FIG. 38



La ferme courbe se comporte comme les ponts, en ce qui concerne la fatigue des barres de treillis.

Le calcul d'une ferme courbe est donc plus compliqué que celui d'une ferme à versants droits, pour celle-ci il n'y a à considérer qu'un seul cas, celui de la surcharge complète, tandis que pour la ferme courbe il y a à considérer les divers cas de la surcharge recouvrant plus ou moins la toiture ; heureusement ces divers cas se réduisent en réalité à deux qui sont la surcharge recouvrant toute la toiture, ou n'en recouvrant que la moitié : en effet les seules surcharges possibles sont la neige et le vent, la neige tombe sur toute la toiture, c'est la surcharge complète, étant tombée elle peut en être chassée par le soleil ou le vent, qui, dans le cas le plus défavorable, agiront sur un versant et laisseront l'autre couvert, c'est la demi-surcharge, et il n'y a pas d'autre mode de répartition à considérer ; quant au vent il agit toujours sur une demi-toiture, que celle-ci soit à versant droit ou courbe.



26. Comme fermes courbes sans poussée il y a encore les fermes en arc bandées par un tirant droit ou courbe, nous en donnons le calcul au Tome IV traitant des pièces courbes.

§ 2. — Fermes avec poussée.

27. Il y a parmi les fermes exerçant une poussée sur leurs appuis deux grandes classes : celles à trois articulations et celles ayant moins de trois articulations.

Le calcul des fermes ayant moins de trois articulations est impossible par la statique seule, il faut faire intervenir les déformations et appliquer les formules des pièces courbes, c'est ce que nous faisons dans le Tome IV, nous n'avons donc pas à nous y arrêter ici, nous nous limiterons à l'exposé de la méthode de calcul des fermes à trois articulations, semblable ferme est donnée Pl. I.



28. Calcul d'une ferme à trois articulations (1). — Nous prenons comme type (voir Pl. I) une ferme ayant les dimensions et la forme générale de celle de la Galerie des machines à l'Exposition de 1878 à Paris. (Le calcul de cette dernière ferme est donné au Tome IV du présent ouvrage traitant des « *Pièces Courbes* »).

La ferme que nous étudions se compose donc de deux grands voussoirs qui au pied reposent sur des rotules portées par les fondations et à la tête s'arcboutent l'un contre l'autre par l'intermédiaire d'une troisième rotule ou articulation.

L'ouverture, comptée d'axe à axe des rotules de pied, est de $35^{m}40$. La hauteur, comptée depuis la ligne des rotules de pied jusque l'axe de la rotule de clef, est de $23^{m}80$. Les fermes sont distantes de 15 mètres ; les diverses sections

(1) L'arc à 3 articulations est aussi traité en notre Tome IV, Livre I, Chap. II, § 2.

de cette ferme articulée sont analogues à celles données Pl. I des « *Pièces Courbes* », Tome IV.

Les fermes sont reliées par 16 cours de vernes, 2 cours de sablières et 2 cours de faîtières (Voir ci-après Pl. I) ; la faîtière est double à cause de la présence de l'articulation à la clef.

Le poids de la partie métallique de la charpente (non compris les piliers verticaux et les verrières ou cloisons qu'ils portent) peut être évalué, d'après un calcul préalable, à 53 kgs par mètre carré horizontal ; à ce poids il y a à ajouter celui de la couverture qui se compose d'ardoises métalliques posées sur voliges et qui revient à 27 kgms par mètre carré horizontal. Le poids mort total est donc de 80^k par mètre carré horizontal. Nous comptons pour la neige 40^k par mètre carré horizontal. Nous étudierons successivement les quatre cas ci-dessous :

I. *Charge morte.*
II. *Surcharge de neige sur les deux versants.*
III. *Surcharge de neige sur un versant.*
IV. *Vent.*

***

29. Charge morte. — La charge correspondant à :

la panne sablière est : $\frac{244}{2} \times 15^m \times 80 = 1464$ kgmes.

la panne voisine : $1464 + \frac{1^m92}{2} \times 15 \times 80 = 2616$ kgmes.

les sept autres pannes : $1^m92 \times 15 \times 80 = 2304$ kgmes.

la panne faîtière : $\frac{1.92}{2} \times 15 \times 80 = 1152$ kgmes.

Nous figurons ces charges locales sur la FIG. 1, Pl. I.

Les forces appliquées à une demi-ferme sont les dix charges verticales ci-dessus, la réaction horizontale X à la clef provenant de la demi-ferme voisine et la réaction inclinée Y de la rotule de pied. Sous l'action de ces forces la demi-ferme est en équilibre, et ce sont les conditions de cet équilibre qui vont nous permettre de déterminer X et Y.

Tout d'abord cherchons la résultante des dix charges verticales, nous traçons (FIG. 2) le polygone AB de ces charges à l'échelle de 5 millimètres par tonne, et, prenant un pôle quelconque G, nous traçons le polygone funiculaire correspondant DE, dont les deux côtés extrêmes se coupent en un point F qui détermine la résultante cherchée, cette résultante coupe en H la direction de la force horizontale X, et IH est la direction de Y ; la valeur de la résultante est AB = 21360 kgmes ; nous construisons en ABJ le polygone des trois forces 21360 kg., X et Y, et nous obtenons à l'échelle :

X = 7900 kgmes Y = 22760 kgmes

Voilà donc déterminées toutes les forces qui agissent sur la demi-ferme considérée.

Revenons au polygone ABJ, prenons pour pôle le point J et traçons d'après ce pôle un polygone funiculaire en partant de la rotule I du pied de la demi-ferme, ce polygone funiculaire IKL est la *ligne de poussée* de cette demi-ferme, ou bien encore la ligne des *résultantes successives;* nous nous expliquons : si nous faisons une section M dans l'intervalle 1 à 2 (FIG. 1), les forces appliquées à gauche de cette section sont 22760 en I et 1464 en 1, leur résultante est donnée en intensité et direction par le rayon J*a* (FIG. 2), menant de I une parallèle Iα à J*a*, on a cette résultante en position ; passons à l'intervalle 2 à 3 et faisons-y une section N, le tronçon à gauche est sous l'action de trois forces, dont la résultante est donnée en direction et intensité pour le rayon J*b* du polygone des forces, pour l'avoir en véritable position il suffit de mener du point α, où la résultante précédente coupe la direction de la force 2, un parallèle $\alpha\beta$ à J*b*.

Et ainsi de suite.

La *ligne de poussée* donne donc les résultantes successives en position et direction, et les rayons correspondants issus du sommet J du polygone des forces les donnent en intensité, donc elles sont complètement connues.

Comme vérification des tracés, il est à remarquer que, partant du point I, la ligne de poussée doit aboutir au point L.

***

80. Ayant la ligne de poussée et le polygone des forces on peut déterminer la fatigue de chacun des éléments dont se compose la ferme.

Considérons le panneau 2 à 3 : coupons-le par une section N, cette section rencontre trois éléments et détermine trois inconnues x, y, z, qui sont les fatigues des trois éléments coupés ; les forces extérieures qui agissent d'un même côté de la section N et provoquent les 3 fatigues x, y, z, ont pour résultante unique la force $\alpha\beta$ dont l'intensité est mesurée par le rayon J*b* du polygone polaire.

L'équilibre existe entre les 4 forces x, y, z et la résultante $\alpha\beta$.

Établissant l'équation des moments par rapport au nœud 2, on déterminera la valeur de z ; l'équation des moments par rapport au nœud 3' donnera x.

Les bras de levier des moments entrant dans ces équations se déterminent en mesurant à l'échelle sur le plan la longueur de la perpendiculaire abaissée du nœud considéré sur la direction des forces.

Le sens de l'action des moments indique si les fatigues trouvées pour x ou z agissent par compression ou traction.

Les valeurs de x et z étant connues on peut calculer la fatigue y de la diagonale de diverses façons : ou bien en établissant l'équation des moments par

rapport au nœud 3, ou bien par rapport au nœud 2′, ou bien en établissant l'équation des composantes suivant la direction 2 à 3′, ou bien encore comme suit : on calcule au préalable la fatigue x de tous les éléments de la bride supérieure, cela fait on isole un nœud de cette bride, celui 2 par exemple, on a cinq forces s'équilibrant autour de ce nœud, trois sont connues, ce sont la force extérieure 2616 kgmes et les fatigues des deux tronçons de bride 2 à 1 et 2 à 3, deux sont inconnues, ce sont la fatigue y de la diagonale et celle y' du montant, construisant le polygone de ces forces on déterminera, ainsi que nous l'avons fait pour la ferme Polonceau, les valeurs de y et y' ; la direction des côtés de ce polygone (tout comme ci-dessus le sens des moments) indiquera si les efforts y et y' agissent par traction ou compression, et cette indication est importante, car là où il y a compression il faut toujours se prémunir contre le flambage.

Dans les calculs ci-dessus on suppose que la membrure allant de 2′ à 3′ est droite quoique en réalité elle soit un peu cintrée, on tient compte de l'effet du cintre comme il est indiqué FIG. 7 : on a en chaque section de la membrure un effort direct z et un moment zf.

⁂

81. Le panneau que nous venons d'étudier est en treillis, nous avons à examiner le cas d'un panneau à âme pleine. Soit une section S faite normalement dans le montant de la ferme, la résultante R de toutes les forces extérieures agissant sur cette section a pour direction IH et pour intensité JA qui à l'échelle nous donne R = 22760 kgs. Sur la section considérée nous avons :

a) Un moment fléchissant, Rh, égal à la résultante multipliée par la perpendiculaire abaissée du centre de gravité de S sur la direction de la résultante.

b) Une compression directe qui est la composante de **R** menée perpendiculairement à S.

c) Un effort tranchant qui est la composante de R parallèle à S.

Nous possédons donc tous les éléments de la fatigue agissant sur S et par conséquent nous pouvons calculer cette section.

Il est à remarquer que h varie à mesure que la section S se déplace sur la hauteur du montant.

⁂

82. Surcharge de neige sur les deux versants. — Cette surcharge donne la même ligne de poussée que la charge morte, et les fatigues qu'elle provoque sont celles dues à la charge morte multipliées par le rapport $\frac{40}{80}$.

⁂

33. Surcharge de neige sur un versant. — Nous supposerons la neige sur le versant de gauche seul, nous faisons abstraction de toute autre charge.

Les charges aux points d'application de chaque panne de ce versant sont celles trouvées précédemment pour la charge morte multipliées par le rapport $\frac{40}{80}$. La résultante de ces charges a pour valeur $\frac{21360}{2} = 10680$ kg. et sa direction est celle FH trouvée ci-avant (Pl. I, FIG. 1).

Sur le versant de droite il n'y a pas de neige, les seules forces extérieures appliquées à cette demi-ferme sont les réactions à la naissance I′ et à la clef L, ces réactions se font équilibre et par conséquent leur direction est celle de la droite I′L (FIG. 1).

L'action (ou poussée) exercée par la demi-ferme non chargée sur celle chargée a donc la direction I′L, cette direction coupe au point O la résultante FH des charges de neige, par conséquent la réaction, à la naissance I de la demi-ferme chargée, a la direction IO.

La droite AB (FIG. 2) représente, à l'échelle de 10 millimètres par tonne, le polygone des charges de neige et par conséquent la résultante de ces charges ; nous menons par les extrémités de AB des parallèles à IO et I′O, nous obtenons le polygone ABP qui nous donne à l'échelle :

$$BP = 3400 \text{ kgmes} \qquad PA = 8200 \text{ kgmes}$$

La poussée IO à la naissance de la demi-ferme de gauche est donc de 8200 kgmes, et la poussée LO à la clef de cette demi-ferme est de 3400 kgmes.

En possession de ces données nous traçons le polygone funiculaire IQLI′ (FIG. 1) qui correspond au pôle P du polygone des forces ABP (FIG. 2), ce polygone funiculaire est la ligne de poussée pour les deux demi-fermes, celle chargée de neige et celle non chargée.

Ayant la ligne de poussée et son polygone polaire des forces nous sommes à même, en appliquant la marche exposée ci-avant pour la charge morte, de déterminer les fatigues provoquées par la neige dans les diverses membrures de la ferme.

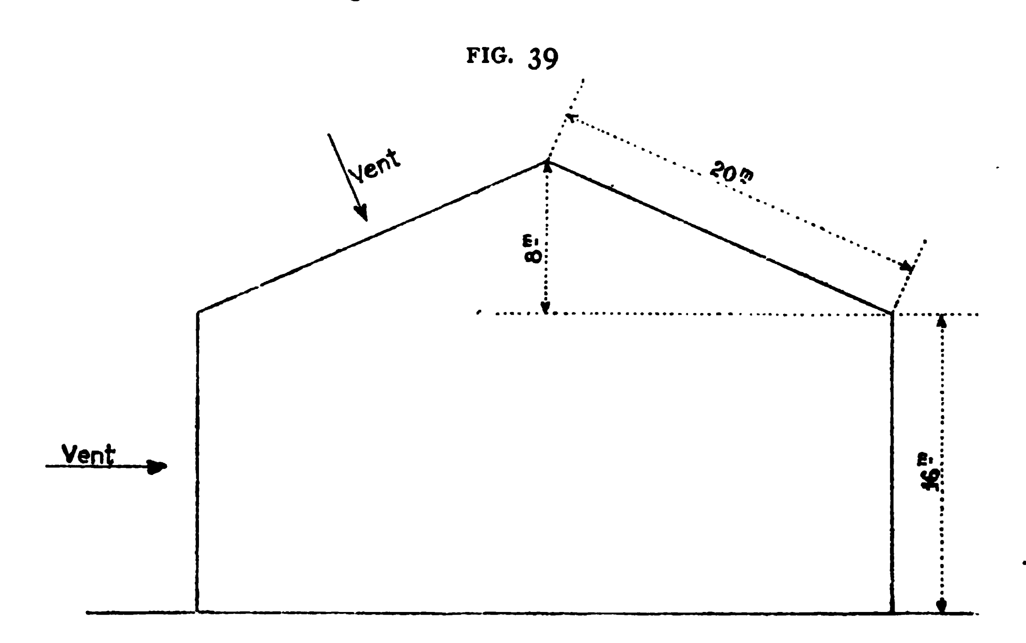
⁂

34. Vent. — L'intensité du vent augmente à mesure que l'on s'élève au-dessus du sol, c'est pourquoi nous prendrons une intensité de 200 kgmes pour le vent agissant horizontalement sur les versants de toiture, et de 50 kgr. seulement pour celui agissant sur les parois verticales, car ces parois sont en grande partie abritées par les constructions environnantes.

L'extérieur de notre charpente présente approximativement les dimensions de la FIG. 39 ci-dessous.

L'action totale du vent sur la paroi verticale de gauche est de : $16 \times 15 \times 50^k$ soit 12000 kgmes ; son action totale horizontale sur le versant gauche est : $8 \times 15 \times 200 = 24000$ kgmes dont la composante normale provoque seule la fatigue de la charpente, cette composante normale a pour valeur : $24000 \times \frac{8}{20} = 9600$ kgmes ; la composante parallèle au versant se perd sous forme de force vive imprimée aux molécules d'air. Nous avons donc en définitive comme forces agissantes sur la demi-ferme de gauche :

FIG. 39



1° Sur la paroi verticale une force horizontale de 1200 kgmes dont le point d'application est au milieu de la hauteur.

2° Sur le versant une force normale de 9600^k dont le point d'application est au milieu du versant.

3° A la clef la réaction de la demi-ferme de droite, réaction dont la direction est nécessairement I'L.

4° A la naissance I une réaction dont la direction est encore inconnue.

Les deux forces 12000 et 9600 kg. donnent une résultante de 18300 kgmes (Pl. I) dont la direction coupe celle I'L au point T, par conséquent la direction de la réaction à la naissance I est IT, et effectuant le tracé du parallélogramme des forces qui concourent au point T on a, comme valeur de la réaction à la clef L: 9100 kgs, et à la naissance I: 10700 kgmes; ce sont les valeurs des 3° et 4° ci-dessus. Voilà donc connues toutes les forces qui, du chef du vent, agissent sur chacune des demi-fermes. Il nous reste à tracer la ligne de poussée : nous subdivisons la résultante, 9600 kgmes, de l'action du vent sur le versant de toiture,

en une série de charges locales égales agissant au point d'application de chaque panne, cela nous donne la répartition indiquée FIG. 1 PL. I ; quoique les points 1 et 2 soient plus écartés que les autres nous avons cependant maintenu la même charge que pour les autres, car la différence d'écart est trop faible pour en tenir compte, cela n'a aucune influence sur l'exactitude pratique des résultats.

Nous subdivisons l'action horizontale totale, 12000 kgmes, en 4 charges locales de 3000 kgmes également écartées sur la hauteur de la paroi verticale.

Nous traçons, FIG. 3, le polygone de toutes les forces dues au vent, prenant sur ce polygone le point U comme pôle nous traçons (FIG. 4) le polygone funiculaire IVLI' de ces forces, c'est la ligne de poussée du vent ; le grand développement de cette ligne de poussée nous a obligé de la tracer sur une figure spéciale à échelle réduite. Ayant la ligne de poussée et le polygone des forces nous sommes à même de déterminer les fatigues provoquées par le vent dans les divers éléments de la ferme.

Il est à noter qu'un vent aussi violent que celui que nous avons admis dans nos calculs ne peut pas agir en même temps que la neige, il la chasserait immédiatement ; en définitive donc, pour avoir les plus grandes fatigues qui peuvent se produire dans la ferme il faut additionner algébriquement celles dues à la charge morte et à la neige, ou bien à la charge morte et au vent.



35. La ligne de poussée IVLI' de la FIG. 4 indique, par son développement, que le vent fatigue considérablement la ferme, cela provient surtout de son action sur la paroi verticale ; si le bâtiment était encaissé de façon que cette action ne puisse se produire, il n'y aurait plus comme effet du vent que la seule force 9600 kg agissant sur le versant (FIG. 5), elle coupe la direction I'L en W et par conséquent IW est la direction de la réaction en I.

Nous construisons (FIG. 6) le polygone des trois forces : 9600 kgmes, I'L et IW, cela nous donne :

$$IW = 4375 \text{ kgs.} \qquad I'L = 5525 \text{ kgs.}$$

Prenant le point Z comme pôle nous construisons (FIG. 5) le polygone funiculaire ICLI' qui est la ligne de poussée pour l'action du vent s'exerçant uniquement sur le versant de toiture, cette ligne et son polygone des forces (FIG. 6) indiquent que les fatigues provoquées par le vent agissant de cette façon sont beaucoup plus faibles que dans le cas des figures 3 et 4 qui correspond à un vent agissant sur la toiture et en outre sur la paroi verticale de la charpente.

Voilà donc les 4 cas posés au n° 27 qui sont étudiés et la méthode de calcul de la ferme à trois articulations complètement exposée.

LIVRE II

PILES MÉTALLIQUES

§ 1. Généralités

1. Dispositif d'une pile métallique. — Pour les viaducs métalliques franchissant les vallées à une grande hauteur les appuis intermédiaires se constituent souvent en métal au lieu de maçonnerie (1); on emploie le métal pour deux raisons principales :

1° Parce que, à partir de 30 mètres de hauteur, il est généralement plus économique que la maçonnerie.

2° Parce que, dans les vallées écartées et généralement peu accessibles et peu hospitalières, le logement et le ravitaillement du nombreux personnel requis pour l'exécution de hautes et importantes maçonneries entraînent souvent à de grandes difficultés, surtout en pays étranger.

Toutefois les piles métalliques sont toujours assises sur un soubassement en maçonnerie s'élevant d'une certaine quantité au-dessus du fond de la vallée, cela pour empêcher que les eaux n'atteignent le métal et aussi afin qu'on ne puisse grimper dans la pile.

FIG. 1

Le type de pile métallique le plus usité aujourd'hui est constitué comme suit (FIG. 1) : Quatre arbalétriers droits AB, CD, EF et G, sont disposés aux quatre angles d'un rectangle allongé dans le sens transversal au viaduc, ces arbalétriers sont inclinés et convergent vers un même point O situé sur l'axe vertical de la pile ; à différents niveaux ils sont réunis par des enrayures horizontales composées d'entretoises EC, CA, AG, EF et de diagonales GC, EA ; enfin des diagonales ED, FC, CB, etc. disposées dans le plan des quatre faces de la pile établissent la solidarité dans l'ensemble de la construction.

(1) Pour les piles en maçonnerie, voir note Tome V.

A l'origine les montants se faisaient en fonte (colonnes creuses), depuis on a renoncé à la fonte pour employer le fer et aujourd'hui l'acier ; les montants en métal laminé ont une section en croix, en caisson, en tube ou en forme de ⊔. Les sections en croix et en ⊔ ont pour avantage d'être facilement accessibles sur toutes leurs faces pour la peinture. Quelle que soit la forme de la section il faut que dans l'intervalle d'un nœud à l'autre du treillis de la pile les montants soient à même de résister sans *flambage* aux compressions qu'ils subissent.

Les deux dimensions horizontales, longueur et largeur, d'une pile se définissent comme suit : la longueur est la dimension comptée dans le sens perpendiculaire au pont, c'est-à-dire dans le sens transversal, nous la désignons par L ; la largeur est la dimension comptée dans le sens longitudinal, nous la désignons par *l*.

Le rectangle de tête ECAG d'une pile a pour longueur l'écartement d'axe à axe des deux longerons du pont, écartement qui pour un pont à simple voie varie de $3^{m}50$ à 5 mètres ; la largeur AC varie de 2 à 3 mètres. A mesure que l'on descend, les dimensions horizontales de la pile augmentent, car les arbalétriers ont une inclinaison qui n'est jamais inférieure à $\frac{1}{10}$, et souvent est beaucoup plus élevée afin de satisfaire aux nécessités de la stabilité ; ci-après au n° 4 nous déterminons les dimensions du rectangle de base de la pile.



2. Charges et efforts divers agissant sur une pile. — Les deux longerons principaux du pont reposent sur la tête de la pile par l'intermédiaire de châssis à *rotules* dont l'axe est disposé à l'aplomb des points H et I, milieux des entretoises longitudinales EG et AC, par ce dispositif le poids de chaque travée de longeron se répartit également sur les deux arbalétriers voisins quelle que soit la répartition des charges sur ces travées. Si le châssis au lieu d'être à rotule était plat, la flexion des longerons dans le cas de charges inégales sur les travées successives aurait pour effet de surcharger considérablement l'un ou l'autre arbalétrier.

Généralement les châssis d'appui sont fixés sur la pile centrale du viaduc et disposés à dilatation, au moyen de rouleaux, sur les autres piles et sur les culées ; cependant si le viaduc est en pente il est préférable d'établir les châssis fixes sur une des culées (généralement celle au haut de la pente), car si on les établit sur une pile celle-ci subira une fatigue supplémentaire du chef de la composante des charges suivant la pente.

Charge Inégale. — Le poids d'une travée de pont est donc appliqué en H et I (FIG. 1) ; si le pont n'a qu'une voie ces poids en H et I sont toujours égaux et par conséquent de ce chef les quatre montants sont également fatigués ; si le pont est à deux voies et que l'une des deux seulement porte un train, on a en H une

charge P_1 et en I une charge différente P_2, (supposons P_2 plus grand que P_1) (FIG. 2), si la ferme longitudinale constituée par les arbalétriers E et G était indépendante de celle constituée par ceux C et A (FIG. 1),

FIG. 2

chaque arbalétrier E et G porterait $\frac{P_1}{2}$ et chaque arbalétrier C et A, $\frac{P_2}{2}$; mais les choses ne se passent pas d'une façon aussi simple : les fermes longitudinales de la pile sont rendues solidaires par le treillis EFDC des faces transversales, de ce chef les arbalétriers C et A qui se raccourcissent plus que ceux E et G réagisseut sur ceux-ci et en réalité l'ensemble de la pile travaille et fatigue comme une pièce chargée excentriquement du poids $(P_1 + P_2)$; l'excentricité x est donnée par l'équation :

$$(P_1 + P_2)x = \frac{L}{2}(P_2 - P_1)$$

nous déterminerons plus loin les fatigues dues à cette excentricité.

Dilatation. — Pour les piles sur lesquelles les châssis d'appui sont à dilatation, la charge P de chaque longeron peut quitter les centres H et I et s'en écarter d'une quantité a égale à l'effet de la température, de ce chef il y a donc sur la pile, outre la compression directe due à la charge totale $2P$, un moment de flexion longitudinal qui a pour valeur $2Pa$.

Frottement. — Pendant que le pont se dilate ou se contracte il se produit sur la tête de chaque pile un effort horizontal dû au frottement de roulement, effort qui engendre un nouveau moment de flexion longitudinal dont il faut tenir compte.

Action des Freins. — Un effet analogue se produirait si un train en vitesse venait par l'action des freins à être brusquement arrêté sur le pont ; cet effet du freinage ne se produira pas si le pont est fixé sur une des culées.

Vent. — Enfin un dernier facteur, et un facteur très important de la fatigue des hautes piles métalliques, c'est le vent : il engendre des efforts verticaux et des moments fléchissants transversaux et longitudinaux ; nous y reviendrons en détail plus loin.

FIG. 3

§ 2. Calcul d'une pile métallique.

3. Chaque pile est en somme composée de 4 poutres en treillis (deux transversales et deux longitudinales) qui sont encastrées par le pied sur un soubassement en maçonnerie et libres au sommet; le plan de ces poutres est légèrement incliné sur la verticale.

Si l'on désigne par α l'inclinaison d'un montant de pile sur la verticale et par ω sa section droite (FIG. 3), la projection de cette section sur

un plan horizontal est $\omega \cos \alpha$ et c'est cette *section réduite* qu'il y aurait lieu d'introduire dans les calculs; mais en fait l'angle α est toujours faible, et généralement il n'y aura aucun inconvénient de poser $\alpha = 0$ et d'introduire dans les calculs la vraie section ω des arbalétriers.

***

4. Détermination du rectangle de base d'une pile et de la section ω de chaque arbalétrier. — Ci-dessus au n° 1 nous avons vu comment se déterminent les dimensions du rectangle de tête d'une pile, il nous faut maintenant calculer les dimensions du rectangle de base.

Soit Q la charge totale verticale sur la base, cette charge comprend le poids du pont et du train, le poids de la pile et la composante verticale du vent; cette charge Q donne sur les arbalétriers une compression moyenne $\frac{Q}{4\omega}$.

Soient M_1 et M_2 les moments de flexion longitudinal et transversal dus aux charges et efforts dont question ci-dessus au n° 2.

Chaque arbalétrier appartient simultanément à deux poutres, l'une transversale, l'autre longitudinale, la fatigue T qu'il subit a pour expression :

$$T = \frac{Q}{4\omega} \pm \frac{M_1 l}{2I_1} \pm \frac{M_2 L}{2I_2}$$

$$I_1 = 4\omega\left(\frac{l}{2}\right)^2 = \omega l^2 \qquad I_2 = 4\omega\left(\frac{L}{2}\right)^2 = \omega L^2$$

Le maximum de fatigue à la compression sera: (1) $T_c = \frac{Q}{4\omega} + \frac{M_1}{2\omega l} + \frac{M_2}{2\omega L}$

et le minimum à la compression ou maximum à la traction sera :

$$(2) \qquad T_t = \frac{Q}{4\omega} - \frac{M_1}{2\omega l} - \frac{M_2}{2\omega L}$$

Si T_t est positif c'est un minimum à la compression, s'il est négatif c'est un maximum à la traction; on se donne naturellement à priori les valeurs maxima que l'on veut admettre pour T_c et T_t.

Les éq. (1) et (2) contiennent les 3 inconnues ω, l et L ; nous en déduisons :

$$(3) \qquad 4\omega = \frac{2Q}{T_c + T_t}$$

résultat qui prouve que la section de pied des quatre arbalétriers n'est pas directement dépendante des dimensions L et l de la base de la pile, ni des moments fléchissants M_1 et M_2.

Il arrive quelquefois que l'on s'impose la condition $T_t = 0$, c'est-à-dire que

l'on veut éviter que la pile exerce un effort de traction sur la maçonnerie du soubassement afin que sa stabilité soit indépendante de la plus ou moins grande cohésion de cette maçonnerie, tel a été le cas au pont du Forth (1), la formule (3) donne alors :

$$4\omega = \frac{2Q}{T_c}$$

c'est-à-dire que la section des quatre arbalétriers est double de celle strictement requise pour résister à la charge verticale Q.

Voilà donc la section des quatre arbalétriers qui est déterminée, mais ce n'est pas là le vrai but de notre recherche actuelle, le vrai but c'est la détermination des dimensions, longueur et largeur, du rectangle de base : soustrayant l'équation (2) de (1) on a en combinant avec (3)

$$(4) \qquad \frac{M_1}{l} + \frac{M_2}{L} = \omega(T_c - T_t) = \frac{Q}{2}\left[\frac{T_c - T_t}{T_c + T_t}\right]$$

une seule équation pour deux inconnues L et l, donc indétermination ; si l'une des dimensions du soubassement est imposée à priori l'équation (4) détermine l'autre ; si les deux dimensions sont *ad libitum*, la condition d'économie impose que la superficie $S = Ll$ de la base de la pile soit un minimum afin de réduire le coût du soubassement en maçonnerie, déduisant l de l'équation (4) et substituant dans l'expression de S on a :

$$S = \frac{M_1 L^2}{\frac{LQ}{2} \cdot \frac{T_c - T_t}{T_c + T_t} - M_2}$$

la condition $\frac{dS}{dL} = 0$ nous donne $L = \frac{4M_2}{Q} \times \frac{T_c + T_t}{T_c - T_t}$

et de l'équation (4) on tire : $l = \frac{4M_1}{Q} \cdot \frac{T_c + T_t}{T_c - T_t}$

voilà donc les deux dimensions du rectangle parfaitement déterminées ; si on y fait $T_t = 0$ on a :

$$L = \frac{4M_2}{Q} \qquad \text{et} \qquad l = \frac{4M_1}{Q}$$

Si, au lieu de se donner que la superficie Ll du rectangle de base doit être un minimum, on se pose la condition que son périmètre $2(L+l)$ le soit, ce qui donne le minimum de développement pour les treillis des faces latérales de la pile, on trouve

(1) Dans le cas où la traction à la base est nulle, les pieds des quatre arbalétriers peuvent poser sur des appareils à rouleaux, et les dilatations et contractions des traverses et diagonales des faces latérales peuvent se produire en liberté, ce système a déjà été appliqué en Amérique.

$$L = \frac{2(M_2+\sqrt{M_1M_2})}{Q}\cdot\frac{T_c+T_t}{T_c-T_t} \qquad l = \frac{2(M_1+\sqrt{M_1M_2})}{Q}\cdot\frac{T_c+T_t}{T_c-T_t}$$

c'est-à-dire que L est plus petit et l plus grand que les dimensions correspondantes obtenues pour le minimum de superficie.

En somme donc, les dimensions du rectangle de base peuvent se déterminer, et comme celles du rectangle de tête sont connues à priori et que les arbalétriers sont droits, on est fixé sur le profil exact de la pile.

Reste à calculer la section des arbalétriers à diverses hauteurs ainsi que les barres de treillis et les barres d'entretoisement; pour effectuer ce calcul on considère isolément chaque ferme longitudinale et chaque ferme transversale et on recourt au calcul graphique.

⁂

5. Calcul d'une ferme transversale. — Étudions la ferme transversale de la pile du pont de Garabit donnée Pl. I, cette ferme n'étant que légèrement inclinée, nous pouvons sans erreur appréciable la considérer comme verticale et supposer que toutes les forces agissent dans son plan, ces forces sont : 1° les charges mortes, 2° la charge du train, 3° l'action du vent.

1° Les charges mortes du pont et de la pile sont verticales et se répartissent uniformément sur les 4 arbalétriers de la pile, le calcul des fatigues n'offre aucune difficulté.

2° La charge du train : si le pont est à une voie cette charge est toujours uniformément répartie sur les deux arbalétriers d'une même ferme transversale; mais si le pont est à deux voies et qu'une seule est occupée par le train, nous avons vu ci-avant que la charge totale (P_1+P_2) agit excentriquement sur la ferme, et il y a à calculer les fatigues qu'elle provoque dans les divers éléments de la pile.

Soit (FIG. 4) un panneau ABCD d'une des fermes transversales de la pile, panneau avec une seule diagonale BD, nous faisons provisoirement abstraction de l'autre ; soit IE la verticale d'action de la force $\frac{1}{2}(P_1+P_2)$ qui agit dans le plan de la ferme transversale étudiée ; nous coupons le panneau par un plan FH, nous supprimons la partie inférieure de la pile et appliquons aux barres coupées trois forces extérieures x, y et z réalisant les mêmes effets que la continuité de ces barres; ces forces x, y, z et la charge $\frac{1}{2}(P_1+P_2)$ maintiennent la partie conservée de la pile en équilibre.

Les forces x et z se coupent en O, celles y et $\frac{1}{2}(P_1+P_2)$ en I, la résultante de chacun de ces systèmes a donc la direction OI.

Nous portons à partir de I suivant la direction IE la longueur IK qui représente la valeur connue de la charge $\frac{1}{2}(P_1 + P_2)$, traçant le parallélogramme des forces, nous avons que KM représente la valeur de y, c'est-à-dire la fatigue par compression de la diagonale BD, et que IM représente la résultante de x et de z.

FIG. 4

Nous portons MI en ON et tirant le parallélogramme nous trouvons NR pour valeur de x et OR pour celle de z, c'est-à-dire que nous connaissons les fatigues des deux portions d'arbalétriers BA et DC.

Et ainsi pour tous les panneaux.

On déterminera l'effort sur les traverses, telle que BC, en remarquant que cet effort et les trois forces x, x_1 et y, forces connues par les calculs précédents, se font équilibre autour du nœud B ; traçant le polygone de ces forces, on déterminera la fatigue de BC.

Ces calculs terminés on les recommencera en considérant les diagonales inclinées dans le sens AC.

Les fatigues réelles subies par les divers éléments de la pile seront les moyennes de celles obtenues dans les deux cas, sauf pour les diagonales AC et BD, pour lesquelles la fatigue réelle sera la moitié de celles trouvées dans chaque cas.

3° L'action du vent : il y a les effets du vent sur le train, sur le pont et sur la pile, on compte sur un vent de 270 kgr. si le pont est libre et 150 kgr. s'il est chargé. Nous avons vu, au Tome II, n° 10, que pour calculer l'action du vent sur les piles métalliques on ne tient pas compte de la diminution d'intensité due au passage du vent à travers les mailles des treillis, en d'autres termes on multiplie le total des surfaces que rencontre le vent par l'intensité de celui-ci et on a ainsi l'effort total dû au vent. Nous allons établir nos calculs en supposant un vent de 270 k. et par conséquent le pont libre de tout train, c'est le cas qui généralement est le plus défavorable pour la pile.

Les deux travées adjacentes à la pile du *Pont de Garabit* que nous étudions, ont chacune $55^{m}50$ de portée et une hauteur de $5^{m}16$; l'effort du vent par mètre

courant de travée est de 930 kilogrammes, ce qui fait 51615 kgmes, soit 52,000 kgmes, par travée, c'est là l'effort à équilibrer par la tête de la pile ; l'effort pour une ferme transversale de pile est donc de 26,000 kgr., cet effort est appliqué à 3 mètres au-dessus du sommet de la pile.

La pile est divisée en 5 panneaux chacun de 10 mètres de hauteur, le vent agissant sur chacun de ces panneaux produit des efforts qui, du haut en bas, croissent comme suit en chiffres ronds : 6000, 8000, 10000, 12000, 14000 kgs ; ils sont sensiblement appliqués au milieu de la hauteur de chaque panneau ; les efforts sur chaque ferme transversale sont moitié de ceux ci-dessus, soit 3000, 4000, 5000, 6000, 7000 kgs., nous les notons Pl. II.

Le treillis de la ferme transversale est double, nous effectuerons le calcul pour un treillis simple, celui figuré sur la Pl. II ; nous verrons plus loin les modifications à introduire dans les résultats pour tenir compte du treillis double.

Nous traçons le polygone des forces et le polygone funiculaire ou polygone des résultantes successives des forces horizontales agissant sur la pile.

Étudions le panneau supérieur et coupons-le par un plan AB immédiament au-dessus de l'entretoise, ce panneau est soumis à l'action des forces extérieures 26000 kgr. et 3000 kgmes, et cette action est équilibrée par les forces intérieures x, y, z développées dans les trois barres coupées par le plan AB; nous déterminerons ces 3 inconnues en appliquant la méthode de *Culman* exposée en notre Tome II, chap. V, § 2, n° 71 ; la résultante, 29000 kg., des forces extérieures passe par le point d'intersection des côtés 1 et 3 du polygone funiculaire, la ligne d'action CD de cette résultante est donc déterminée.

La force y coupe cette ligne d'action au point C ; les deux autres inconnues x et z se coupent en O ; la résultante commune des deux groupes de forces, y et 29000 kg., x et z est donc dirigée suivant OC ; le triangle CDE construit avec CD = 29000 et les directions de y et de OC nous donne les valeurs de y = EC et celle de la résultante commune DE qui est donc la résultante de x et z ; construisant le triangle DEF en menant EF parallèle à l'arbalétrier de gauche et FD parallèle à celui de droite, on a pour valeur de x le côté EF et pour valeur de z le côté FD ; mesurant ces diverses lignes à l'échelle des tracés qui est de 1 millimètre pour 1000 kgmes on trouve :

$x = +14000$ kilogr. de traction.
$y = +47000$ » de traction.
$z = -54000$ » de compression.

Répétant la même construction pour chacun des quatre autres panneaux on obtient les résultats suivants :

	x	y	z
1er panneau	+ 14000 k.	+ 47000	— 54500
2e »	+ 52000 k.	+ 38500	— 83000
3e »	+ 78200 k.	+ 36000	— 105000
4e »	+ 105300 k.	+ 36000	— 130000
5e »	+ 126000 k.	+ 39000	— 151000

On refait les calculs en considérant l'autre diagonale, et on obtient pour chaque panneau de nouvelles valeurs x_1 y_1 z_1 ; on prend pour les valeurs définitives des efforts sur les brides étendues $\frac{x + x_1}{2}$, sur celles comprimées $\frac{z+z_1}{2}$, sur les diagonales $\frac{y}{2}$ et $\frac{y_1}{2}$; bien entendu en supposant que les diag. résistent efficacement à la compression.

Comme le vent peut souffler dans l'autre sens, il y aura interversion dans les membrures tendues et comprimées, et en définitive chaque élément, arbalétrier et diagonale, doit être constitué pour résister éventuellement soit à la compression soit à l'extension selon la direction du vent.

Quant aux efforts sur les entretoises, ils s'annulent, car elles subissent une compression avec un système de diagonale et une extension égale avec l'autre système.



6. Stabilité transversale de l'ensemble de la pile. — D'après le métré du viaduc de Garabit la pile dont nous nous occupons et la travée de $55^{m}5$ qu'elle porte pèsent environ 340 tonnes, soit 170 tonnes pour chaque ferme transversale.

Chacune de ces fermes est donc soumise à une charge verticale de 170000 k. agissant suivant son axe et à un ensemble d'efforts horizontaux dus au vent, efforts dont la résultante, 51000 kgmes, passe par le point G de l'axe de la ferme (Pl. II).

La résultante de ces deux forces est GH, elle passe en dehors de la base d'appui de la pile, celle-ci n'est donc pas stable par elle-même sous les effets du vent, il faut l'amarrer, c'est-à-dire la rendre solidaire du soubassement en maçonnerie.

Soit S l'effort sur l'amarrage en I ; comme la rotation tend à se produire autour de K, il faut que l'on ait :

$S \times IK = 170{,}000$ k. $\times KN$ d'où $S = \dfrac{170000 \times 4^{m}9}{13 \text{ mèt.}} = 64{,}077$ kgmes

de cet effort nous déduirons la section des boulons d'amarrage de chaque pied d'arbalétrier ; comme ces boulons, malgré toutes les précautions prises, seront à la longue attaqués par la rouille il faut les établir avec de très fortes dimensions, par exemple ne compter que sur 3 kgrs de résistance par millimètre carré. Quant au poids de maçonnerie à rendre solidaire de ces boulons il convient qu'il dépasse le poids strict 64077 kgmes trouvé ci-dessus, généralement on prend le double du poids théorique, donc dans ce cas-ci 128 tonnes de maçonnerie :

Il convient que les boulons et tirants d'amarrage soient posés avec une tension initiale afin d'éviter qu'entrant en action sous l'effet du vent ils ne s'allongent sensiblement et par là permettent un certain soulèvement de la pile, et comme conséquence donnent lieu à des chocs dangereux ; la tension initiale peut se donner soit en serrant les écrous soit en posant les tirants à chaud ; pour que cette tension conserve toujours son efficacité, il convient que les tirants soient soustraits aux effets de la température extérieure, car une élévation de celle-ci pourrait annihiler la tension et un abaissement pourrait la rendre excessive.



7. Calcul d'une ferme longitudinale de la pile. — Les fermes longitudinales ont à résister (voir ci-avant le n° 2) :

1° Au moment fléchissant $2Pa$ provoqué par le déplacement du point d'application des charges verticales.

2° A l'effort horizontal développé longitudinalement sur la tête de la pile par le pont se dilatant ou se contractant.

3° A l'effort horizontal longitudinal pouvant agir sur la tête de la pile du chef d'un train en vitesse qui sur le pont viendrait à être arrêté par l'action brusque des freins.

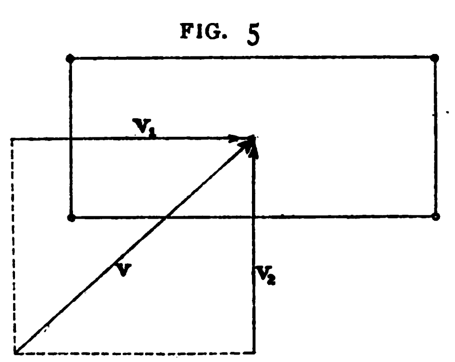
4° A l'effet du vent.

5° Aux efforts accidentels d'entraînement qui se produisent lors du lançage du viaduc (voir sur ce sujet *Nordling, Mémoire sur les Piles et Viaducs métalliques*, p. 37 de la 2e partie).

Inutile que nous nous arrêtions au calcul des fatigues provoquées par les 1°, 2° et 3°, la marche à suivre est la même que celle indiquée ci-avant pour la ferme transversale ; il est à remarquer que les fatigues ainsi trouvées pour les arbalétriers des fermes longitudinales doivent en règle générale être ajoutées algébriquement aux fatigues trouvées pour les mêmes arbalétriers faisant partie des fermes transversales, à cause de la simultanéité d'action qui peut s'établir entre les forces longitudinales et celles agissant transversalement.

Nous devons nous arrêter un instant sur l'action du vent : ci-avant nous avons supposé un vent au maximum agissant perpendiculairement au pont c'est-à-dire dans le sens de l'axe de la vallée, c'est le cas qui se produira le plus généralement, car dans les vallées profondes et encaissées il est peu probable qu'un vent violent puisse attaquer le pont latéralement, mais si la vallée est large et ouverte le cas peut se produire et il y a lieu d'en faire état dans les calculs ; nous supposerons donc que le vent agit obliquement sur l'axe longitudinal du pont, on le décompose en une action transversale V_1 par mètre carré et une action longitudinale V_2 (FIG. 5) ; l'action transversale totale se compose des effets de V_1 sur le pont et sur la pile ; l'action longitudinale ne se compose que des effets de V_2 sur la pile seule, car la prise sur le pont est quasi nulle.

FIG. 5



Pour le calcul des fatigues provoquées par V_2 dans les deux fermes longitudinales de la pile il est à remarquer que celles-ci sont maintenues à la tête par une force qui au maximum est égale au frottement de roulement développé par le poids du pont, cette force est due à la tendance qu'a la pile de fléchir sous l'effet du vent, donc à glisser sous le longeron du pont, toutefois cette force n'existe que si le pont est fixé à une de ses extrémités sur la culée en maçonnerie ; s'il était fixé sur une pile intermédiaire toutes les piles fléchiraient en concordance et le glissement dont question ci-dessus n'existerait pas et par conséquent pas de résistance spéciale à la tête de la pile.

Du chef de la flexion des fermes longitudinales, le poids du pont n'agit plus suivant leur axe mais à l'extrémité d'un bras de levier égal à la flèche qu'elles prennent, d'où un moment fléchissant supplémentaire dont il faudra tenir compte. Il y aura lieu de rechercher si l'action d'un vent oblique donne dans les arbalétriers de la pile une fatigue plus grande que celle produite par le vent à 270 kg. agissant perpendiculairement à l'axe longitudinal du pont.



8. Torsion des piles. Soulèvement. — Il est à remarquer que le vent oblique produit sur la pile un effet de torsion, c'est pourquoi dans les panneaux d'entretoisement horizontaux il faut des diagonales telles que EA et GC, voir FIG. 1.

Un effet de torsion se produit aussi quand un train est reparti inégalement de part et d'autre de l'axe de la pile, la résultante de l'action du vent sur ce train passe à côté de l'axe de la pile et crée un moment de torsion.

Sous les hauts viaducs, le vent peut produire des actions verticales dirigées de bas en haut, actions qui se combinant avec celles horizontales pourraient riper le pont à bas de ces piles, il y a lieu de se prémunir contre cette éventualité, c'est-à-dire établir un dispositif s'opposant à tout ripage.



9. Tassement des Piles. — Les déformations d'une pile métallique sont importantes à connaître, car il convient de vérifier si elles se concilient avec les conditions de suffisante immobilité que doit présenter toute construction.

Il y a les déformations verticales dues aux charges verticales et à la température, et les déformations horizontales dues au vent et à l'excentricité des charges verticales.

Nous calculerons ces déformations pour la pile du viaduc de Garabit donnée ci-avant Pl. I ; d'après le mémoire de M. Eiffel sur ce viaduc les fatigues sur les membrures des piles se subdivisent approximativement et en chiffres ronds comme suit :

2 k. du chef du poids mort.
2 k. du chef des surcharges.
2 k. du chef du vent.

Sous l'action du poids mort ou de la surcharge la pile de $51^{m}20$ de hauteur tasse donc de

$$\frac{51200 \times 2 \text{ kgms}}{16000} = 6 \text{ millim. } 4.$$

Si on suppose un abaissement de température de 30° en dessous de celle moyenne à laquelle le pont a été établi, on a un nouveau tassement de la pile de :

$$51200 \times 30 \times 0{,}000012 = 18 \text{ millim. } 4$$

donc au total $6.4 + 18.4 = 24.8$ millimèt.

Comme il s'agit d'un pont continu il y a lieu de rechercher l'influence de cette dénivellation des appuis sur la fatigue des poutres : traitons le cas en général en supposant que les deux appuis voisins de la pile étudiée ne subissent aucun tassement, soit t la fatigue de compression par millimètre carré sur les montants de la pile, le tassement pour une hauteur H de la pile sera : $\frac{Ht}{E}$

D'autre part pour un degré d'abaissement de température l'unité de longueur de la pile diminue de $\frac{12}{1000000}$, soit approximativement $\frac{1}{80000}$, or 1 kg. de fatigue par millimètre carré produit un tassement de $\frac{1}{16000}$, c'est-à-dire cinq fois plus que

l'effet d'un degré de température ; désignons par n° l'abaissement total de la température, le raccourcissement qui en résultera pour la pile sera $\frac{Hn}{5E}$ donc l'effet total, compression et température, sera $\frac{Ht}{E} + \frac{Hn}{5E} = \frac{H}{E}\left(t + \frac{n}{5}\right)$

Soit l la portée du pont d'une pile à l'autre ; sur la longueur $2l$ il prend donc du chef du tassement de la pile une flèche supplémentaire qui a la valeur trouvée ci-dessus, il y a lieu de rechercher les fatigues résultant de cette flèche : soit P la charge locale qui appliquée au milieu de la portée $2l$ produirait la flèche en question, I étant le moment d'inertie moyen du pont et h la hauteur des longerons, on a :

$$P = \frac{48EI}{8l^3}\left(t + \frac{n}{5}\right)\frac{H}{E} \qquad \text{d'où} \qquad P = \frac{6IH}{l^3}\left(t + \frac{n}{5}\right)$$

cette charge P produit un moment fléchissant $\frac{Pl}{2}$ qui engendre dans les longerons une fatigue T dont l'expression est :

$$T = \frac{Plh}{4I} = \frac{lh}{4I}\cdot\frac{6IH}{l^3}\left(t + \frac{n}{5}\right) = \frac{1.5hH}{l^2}\left(t + \frac{n}{5}\right)$$

dans le cas du *Garabit* on a : $h = 5^{m}20$, $H = 51^{m}20$, $l = 55^{m}50$, $t = 2$ kil. et $n = 30^{\circ}$:

$$T = \frac{1.5 \times 5200 \times 51\,200}{55\,500 \times 55\,500}\left(2 + \frac{30}{5}\right) = 1^{k}04$$

donc 1 kilogramme de fatigue supplémentaire dans les longerons du pont ; il est à noter que cette fatigue ne se produira intégralement que si la pile métallique considérée a pour voisines des culées en maçonnerie, car si ce sont aussi des piles métalliques, celles-ci tasseront en concordance et la fatigue dans les longerons diminuera considérablement.

Pour le calcul exact de l'effet du dénivellement des appuis d'une poutre continue nous renvoyons à notre Tome II, Livre II, Chap. II, § 11.



10. Proportion entre la hauteur des piles et la longueur des travées. — L'expression générale de la fatigue supplémentaire provoquée dans les longerons du pont par un tassement des piles étant

$$T = \frac{1,5hH}{l^2}\left(t + \frac{n}{5}\right)$$

nous voyons que cette fatigue augmente à mesure que H augmente et que l diminue, si par exemple l diminue de moitié, h diminuera aussi de moitié, et par conséquent la fatigue T doublera ; pour qu'elle reste la même il faudrait que de

son côté H subisse aussi une diminution de moitié, ce qui n'est pas possible puisque H dépend de la configuration du terrain ; on voit donc qu'il faut une certaine proportion entre la hauteur H d'une pile et son écartement l des piles voisines.

Une proportion dont on se trouve bien en pratique. car elle donne sensiblement le minimum de poids pour l'ensemble du pont et de ses piles, est de prendre $H = l$; la formule de la fatigue supplémentaire devient dans ce cas :

$$T = 1{,}5\frac{h}{l}\left(t + \frac{n}{5}\right)$$

comme d'autre part la hauteur h des longerons est généralement le dixième de la portée, la formule de la fatigue supplémentaire dans les longerons se réduit à l'expression très simple

$$T = 0{,}15\left(t + \frac{n}{5}\right)$$

⁂

11. Flèche des piles. — Nous allons calculer le déplacement horizontal de la tête de la pile pour le vent seul, et nous considérerons un vent de 270 kgmes agissant transversalement au pont.

Le déplacement cherché est dû à la variation de longueur des arbalétriers et des diagonales des deux fermes transversales de la pile, les entretoises horizontales n'ont sur ce déplacement aucune influence puisque leur fatigue est nulle.

Du chef du vent la fatigue dans les arbalétriers de la pile de Garabit est d'environ 2 kgs et dans les diagonales de 5 kgs, nous pouvons donc calculer les variations de longueur des divers éléments de la pile, et appliquant la méthode exposée en notre Tome II, Chap. VII, § 5, n° 112, nous pouvons aisément déterminer le déplacement horizontal du sommet de la pile.

Il est à remarquer que ce déplacement transversal crée du chef du poids porté par la pile un moment fléchissant transversal supplémentaire dont il faut tenir compte dans le calcul de la ferme transversale exposé ci-avant au n° 5.



12. Effets de la température sur le pied d'une pile. — Pour la pile de $51^{m}201$ dont nous nous occupons (voir pl. I) les entretoises transversales de pied immédiatement au-dessus du socle en maçonnerie ont 13 m. de longueur, si la température baisse de 30 % ces entretoises tendent à se raccourcir de :

$$\frac{13000 \times 12}{1000000} \times 30^{\circ} = 4^{m}/_{m}\,7.$$

désignant par Ω en millimètres carrés la section d'une entretoise, elle exercera à ses extrémités sur les pieds des arbalétriers une traction $\Omega \times \frac{30}{5} = 6\ \Omega$ kilograms.

Chaque pied est sollicité d'une façon équivalente par l'entretoise longitudinale et la diagonale horizontale qui y aboutissent ; comme chaque arbalétrier doit être ancré et rendu absolument solidaire du soubassement en maçonnerie, afin de pouvoir résister au moment de renversement du vent, il faut :

1° Que l'assemblage des entretoises et diagonales sur le pied de l'arbalétrier comporte un nombre de rivets et une section de tôles suffisantes pour résister sans aucune dislocation aux tractions 6 Ω.

2° Que la maçonnerie sous le pied des arbalétriers ne puisse être ébranlée et disloquée sous ces tractions et poussées diverses.

Ce sont là des conditions très difficiles à remplir, et il peut être prudent de ne pas essayer de résister aux effets de la température qui toujours sont dangereux à cause de leur puissance, de leur fréquence et de leurs alternatives diverses, il est parfois préférable de leur donner libre cours et combiner les ancrages des arbalétriers de façon qu'un léger mouvement horizontal soit rendu possible dans tous les sens. On va même quelquefois plus loin, on donne à la pile un empâtement tel que la résultante GH (Pl. II) de la charge verticale et du vent passe toujours à l'intérieur de la base (tel a été le cas au Forth), alors l'ancrage est inutile et on peut facilement satisfaire aux nécessités de la dilatation et contraction des pièces ; dans certains viaducs américains on a même été jusqu'à poser le pied de chaque arbalétrier sur un châssis de dilatation à rouleaux : chaque châssis est à deux étages de rouleaux, l'un pour les mouvements dans le sens transversal, l'autre pour ceux dans le sens longitudinal.



13. Conditions générales d'ordre pratique. — Pour éviter des fouettements dans la masse de la pile, il convient que toutes les barres y entrant : treillis, entretoisements, diagonales quelconques, soient à section rigide ; pas de barres méplates, toutes à section en double té ou en caisson.

Le plancher des voies des hauts viaducs doit être impénétrable pour en cas de déraillement.

Il convient que les choses soient disposées pour donner un facile accès partout en vue de l'entretien, de la peinture, des réparations diverses : dans les piles on établit un escalier hélicoïdal montant sur toute la hauteur ; sous les travées on dispose un trottoir permettant la visite commode, quelquefois même il y a un chariot roulant suspendu aux brides inférieures.

Si les piles sont ancrées sur leurs soubassements en maçonnerie il convient que tous les détails de l'ancrage soient aisément accessibles pour la visite, le net-

toyage et la peinture, afin d'avoir toute garantie que la rouille ne s'y mettra jamais, car ce serait peu rassurant pour l'avenir de la construction.

Certains viaducs sur piles métalliques sont munis de paratonnerres.

§ 3. Piles sans diagonales.

Les Américains ont réalisé au *Kinzua* un viaduc dont les fermes transversales des piles sont de notre système sans diagonales.

14. Description. — Le viaduc actuel de Kinzua (1), mis en exploitation en 1900, remplace un viaduc métallique antérieur qui date de 1880-81 et ne dura guère que 19 ans. Ce viaduc est construit sur le réseau de la *Erie Railroad Company*, il est à simple voie, d'une longueur de 2,085 pieds (636 mètres), et son tablier est porté par 20 piles métalliques dont la hauteur, comptée au-dessus des maçonneries, varie de 30 à 285 pieds (87 mètres). Il est célèbre en Amérique à cause de la grande hauteur de ses piles, ce sont les plus hautes des États-Unis et encore aujourd'hui il n'existe de par le monde qu'un ou deux viaducs dont les piles soient plus élevées.

Les piles de l'ancien viaduc étaient en treillis articulé; la partie centrale de ce viaduc, celle portant sur les plus hautes piles, présenta dès l'origine l'inconvénient d'une très grande mobilité, à tel point qu'on dut graduellement diminuer la vitesse des trains et finalement l'amener à dix kilomètres à l'heure, c'était une grande entrave pour l'exploitation ; aussi la Société décida-t-elle la démolition et le remplacement de ce viaduc. Le coûteux mécompte qu'elle venait d'éprouver la rendit très exigeante sur les questions de solidité et de rigidité du nouveau viaduc, elle stipula que les trains devaient pouvoir le franchir sans ralentissement aucun ; elle fit dresser divers projets : en treillis articulé du type américain, en treillis rigide du type européen, et aussi un projet d'après le nouveau système sans diagonales. Ce fut ce dernier projet qui l'emporta et fut exécuté. Le nouveau viaduc est représenté dans ses parties principales sur la Pl. III. Il a la même longueur et est porté par le même nombre de piles que l'ancien ; les nouvelles piles prennent appui sur les mêmes maçonneries que les anciennnes.

Les piles sont écartées de $30^{m}.355$, d'axe à axe, chacune est constituée de deux fermes verticales transversales ; chaque ferme se compose de deux brides (montants) simplement reliées par des traverses horizontales, les diagonales sont complètement supprimées, c'est en définitive une ossature réduite à sa plus simple expression comme nombre et agencement de pièces.

---

(1) Pour les détails complets, voir :

a) The Kinzua Viaduct of the Erie Railroad Company, by C.-R. Grimm. — American Society of Civils Engineers, *Transactions*, vol. XLVI (1901).

b) Railroad Gazette, 30 novembre 1900.

c) Engineering Record, 1er décembre 1900.

La planche III représente une des grandes piles, l'empâtement dans le sens transversal est de $31^{m}.11$ et dans le sens longitudinal $11^{m}.75$, ce sont les dimensions des anciennes piles.

Les deux fermes de chaque pile sont disposées parallèlement à la distance de $11^{m}.75$, tout comme pour l'ancien viaduc; elles sont reliées par des croisillons en fer ⌴ de 200 millimètres de hauteur pesant 20 kilogrammes par mètre (1).

Ces piles sans diagonales furent adoptées par l'*Erie railroad* parce que *à égalité de solidité* elles étaient *plus économiques* et *plus rigides* que celles à treillis articulé ou rivé, et encore parce que leur montage était tout aussi facile et rapide que celui des piles à treillis articulé et sensiblement plus rapide que celui des piles à treillis non articulé, or dans l'occurrence où il s'agissait d'une ligne en exploitation, la question de rapidité de montage était d'importance majeure.

Il est démontré que la flexibilité de ces piles sans diagonales est environ moitié de celle des piles en treillis (2).

Quant à la rapidité de montage de ce nouveau système de piles, elle résulte du petit nombre d'éléments entrant dans leur construction et de la petite quantité de rivets à mettre sur le chantier « *field riveting* », ainsi que disent les Américains.

Il est à noter que tous ces avantages, aujourd'hui reconnus par M. Grimm, ont été signalés par nous en 1897 dans notre première brochure sur les poutres sans diagonales, nous les avons depuis constatés dans toutes nos constructions.

Les poutres du tablier du viaduc sont à âme pleine, leur faible portée ($18^{m},605$) ne permettait pas un autre type.

Le nouveau viaduc est construit en acier doux présentant une limite d'élasticité de 25 kilogrammes; la fatigue maximum admise est de 12 kilogrammes par millimètre carré dans le cas des effets combinés du vent et des charges.

La surcharge roulante est de 6,000 kilogrammes par mètre courant de simple voie, c'est environ le double de la surcharge admise pour l'ancien viaduc.

Le vent est compté à 250 kilogrammes par mètre carré lorsque le viaduc est vide, et 150 kilogrammes lorsqu'il livre passage à la surcharge roulante.

Le poids de la partie métallique du viaduc se répartit comme suit :

Poutres longitudinales et tablier	638 tonnes.
20 piles	2,715 »
Total	3,353 tonnes.

(1) Ce croisillonnement dans le sens longitudinal paraît une inconséquence inexplicable, mais il est à noter que le système sans diagonales n'est économique que là où les efforts sont considérables, or ils ne le sont guère dans les fermes longitudinales d'une pile de viaduc. — C'est pour un motif analogue que les ponts sans diagonales ne commencent à être économiques qu'à partir d'une portée d'une trentaine de mètres, et leur économie augmente avec la portée.

(2) Voir le Mémoire ci-dessus cité de M. Grimm, p. 68. Ce résultat a d'ailleurs été constaté expérimentalement dans nos essais de Tervueren.

Le démontage de l'ancien viaduc et son remplacement par le nouveau se firent en quatre mois avec une équipe de 120 hommes travaillant 10 heures par jour, le nouveau fut mis en service en septembre 1900.

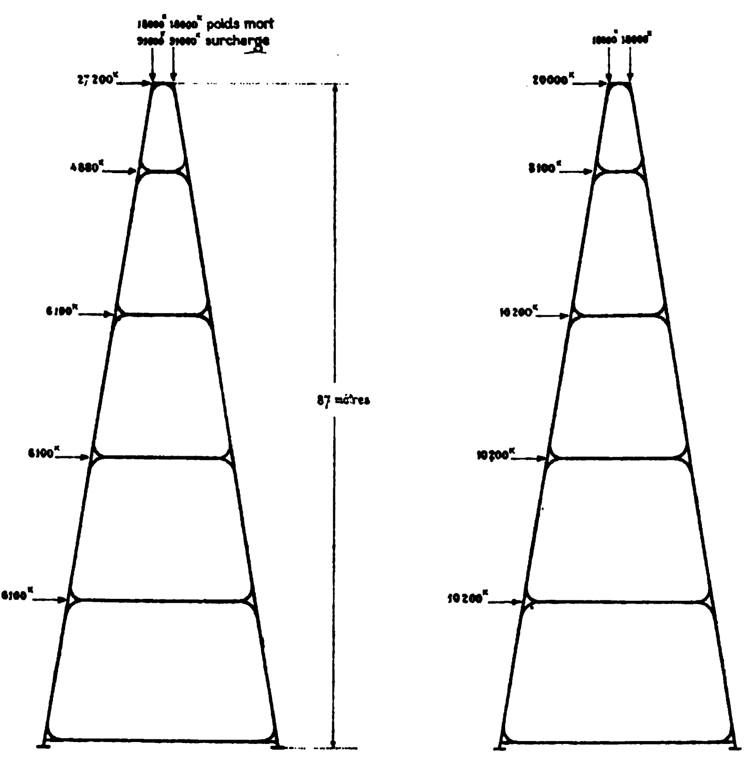
⁂

15. Calcul. — Les figures 1 et 2 donnent les forces qui, du chef du vent et des charges, agissent sur une pile complète.

Efforts totaux sur une pile de 87 mètres.

FIG. 1 — Surcharge 6000 k. le mètre courant. Vent 150 k. le mètre carré.

FIG. 2 — Poids mort seul. Vent à 250 k. le mètre carré.



Le calcul de ces fermes se fait par la méthode que nous exposons en notre Tome IV, Livre II.

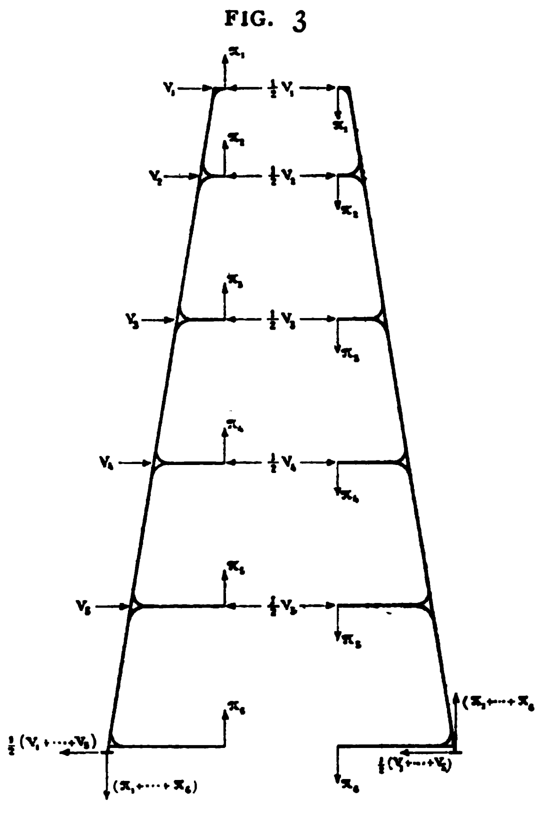
On calcule isolément les effets des charges verticales et ceux des forces horizontales dues au vent.

Chaque ferme transversale (FIG. 1 ou 2), est une poutre symétrique à deux brides droites non parallèles, on la coupe en deux tronçons par un plan vertical mené suivant l'axe de la ferme ; la sollicitation dans le cas des forces horizontales dues au vent se présente ainsi que l'indique la FIG. 3. Il y a six inconnues, π_1 à π_6, autant que de traverses, car du chef de la symétrie de la poutre, les moments μ sur les sections milieu des traverses sont nuls et l'effort direct sur chaque traverse est égal à la demi-valeur de l'action du vent au droit de cette traverse. Nous renvoyons à notre Tome IV pour la démonstration de ces résultats, et pour les six équations nécessaires pour la détermination des inconnues π_1 à π_6.

Pour le calcul des effets des charges verticales, il y a différents cas à considérer.

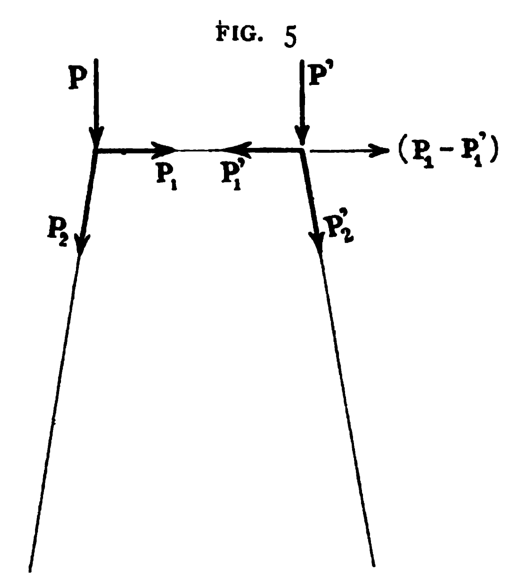
Si les deux charges verticales P sont appliquées exactement à l'extrémité des axes des montants des fermes, il se produit une simple décomposition ainsi que l'indique la FIG. 4, et il n'y a que des effets directs dans les montants et la membrure supérieure.

FIG. 3



Si les deux charges verticales sont inégales (FIG. 5), ce qui arrivera dans le cas d'un viaduc à deux voies, on aura sur l'un des montants une compression P_2 et sur l'autre une compression P'_2, en outre il y aura sur la traverse de tête un

FIG. 5



effort horizontal $(P_1 - P'_1)$ qui agira sur l'ensemble de la pile et dont les effets se calculeront par la même méthode que celle exposée ci-dessus pour le vent.

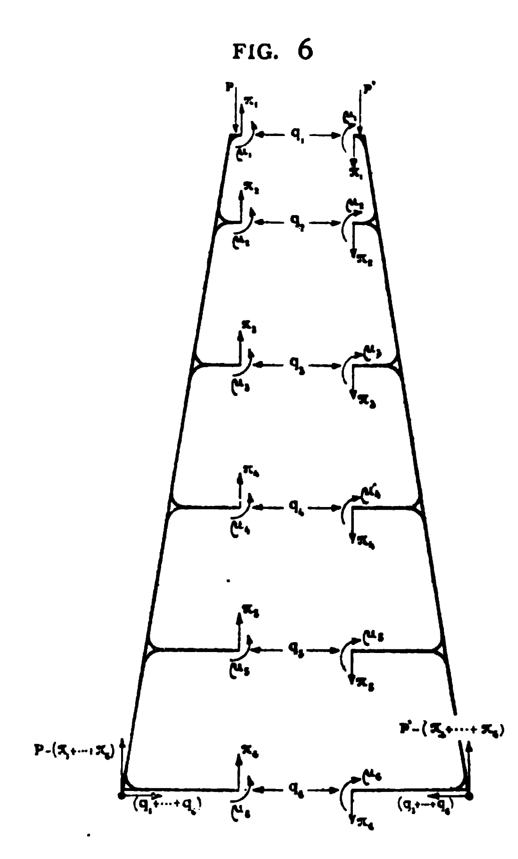
Enfin, il y a le cas général où les deux charges supérieures P et P' dues au tablier seraient appliquées en des points intermédiaires de la traverse de tête (FIG. 6) ; ce cas est de beaucoup le plus compliqué, car il donne naissance à trois inconnues q, π et μ sur chaque traverse et à trois équations; il peut d'ail-

FIG. 4

P P

leurs être évité en disposant le cadre d'appui du tablier de façon que les quatre points d'appui soient reportés sur la ligne d'axe des quatre montants de la pile, ce que toujours il est possible de faire et ce qui ramène le cas FIG. 6 à celui FIG. 5.

FIG. 6



Au viaduc de Kinzua, c'est le dispositif de la FIG. 4 qui est réalisé.

Il n'y a pas lieu de donner ici le détail des calculs de la pile, nous devons nous borner à indiquer le principe et pour le surplus renvoyer à notre Tome IV traitant des poutres Vierendeel.

Outre les efforts horizontaux du vent, il y a encore ceux dus au mouvement de lacet du train et au freinage, leur calcul ne présente rien de particulier.

LIVRE III

PONTS SUSPENDUS

---

1. Généralités. — Les premiers ponts suspendus se composaient uniquement de câbles paraboliques portant par des tiges de suspension les traverses du plancher; ils étaient d'une déformabilité extrême sous l'effet des charges en mouvement et des rafales du vent, ils ont de ce chef donné lieu à bien des catastrophes.

De nombreux dispositifs ont été proposés et appliqués en vue de donner de la rigidité aux ponts suspendus, nous étudions ci-après les trois types principaux : le type *Arnodin* ou type français (FIG. 6), le type du pont de *Brooklyn* (FIG. 24) à New-York et enfin le type du pont de *Williamsburg* (FIG. 27) également à New-York. —Il y a encore les ponts suspendus en arc renversé, nous en disons un mot au chap. IV (1).

Le type du pont *Brooklyn* n'est pas à recommander, il est incalculable; le type *Arnodin* est bon, mais le type le meilleur au point de vue de sécurité est celui de *Williamsburg*, c'est le type le plus simple.

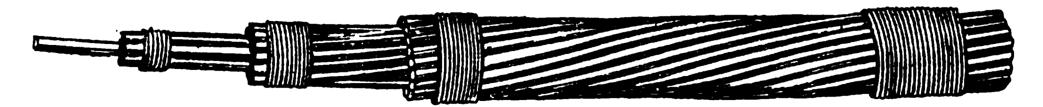
Quand on a à élaborer un projet de pont suspendu il faut tout d'abord arrêter la flèche que l'on donnera aux câbles paraboliques et la hauteur des poutres de raideur. — La flèche des câbles est souvent dans le voisinage de $\frac{1}{10}$ de la longueur de la travée suspendue ; au pont de Brooklyn elle est de 38 mètres pour 486 mètres de portée, soit $\frac{1}{12,8}$; au pont de Williamsburg elle est de 54 mètres pour la même portée 486 mètres, la proportion est donc $\frac{1}{9}$. — La hauteur des poutres de raideur est souvent $\frac{1}{10}$ de la flèche des câbles, toutefois en Amérique elles ont une plus grande hauteur, ainsi au Brooklyn les poutres ont 5 mètres d'axe des brides, soit $\frac{1}{7.8}$ de la flèche des câbles; au pont de Williamsburg elles ont $12^{m}20$ de hauteur, soit $\frac{1}{4.4}$ de la flèche des câbles.

⁂

(1) Pour les ponts suspendus rigides, voir notre Tome IV, Livre IV.

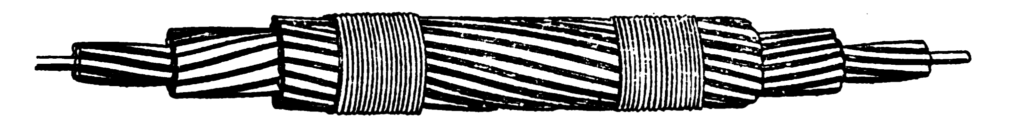
2. Câbles. — Les anciens câbles étaient composés de fils parallèles juxtaposés et serrés les uns contre les autres au moyen de fils de fer enroulés formant des ligatures de 5 centimètres de longueur espacées de 30 à 40 centimètres ; ces câbles étaient très raides, de plus en prenant la forme parabolique les fils fatiguaient inégalement, ceux du côté convexe étaient plus étendus que ceux du côté concave ; on a alors eu recours aux câbles à torsion simple (FIG. 1) qui échappent en

FIG. 1
Câble tordu simple.



partie à cet inconvénient de la différence de fatigue, car le même fil est successivement du côté convexe et du côté concave ; finalement on a employé des câbles à torsion alternative (FIG. 2), l'âme est un fil droit autour duquel s'enroule une

FIG. 2
Câble tordu alternatif.

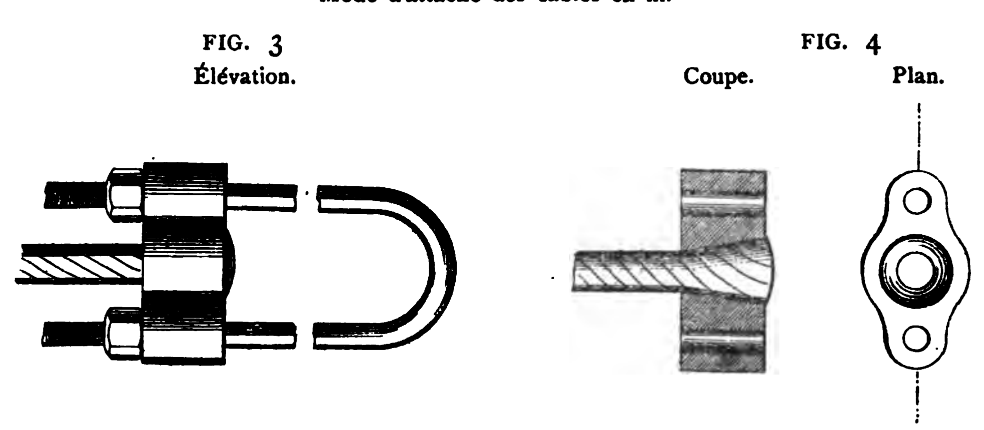


première couche tordue dans un sens, puis une seconde en sens inverse et ainsi de suite, la machine qui les fabrique est réglée de telle sorte que les spires des différentes couronnes soient semblables, c'est-à-dire que leur pas soit proportion-

Mode d'attache des câbles en fil.

FIG. 3
Élévation.

FIG. 4
Coupe. Plan.



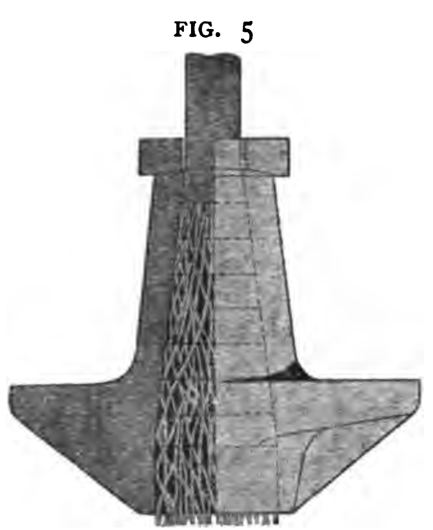
nel à leur diamètre, il en résulte que tous les fils d'un même câble ont la même longueur (sauf le fil central) et lorsque le câble se courbe ou s'allonge tous les fils

travaillent également ; les câbles tordus alternatifs sont plus flexibles que ceux à torsion simple.

Ces câbles tordus sont construits directement à l'usine, et pour avoir la résistance totale exigée on doit en juxtaposer un certain nombre et répartir plus ou moins bien la charge au moyen d'un rateau à étriers analogue à celui indiqué FIG. 7 ci-après.

Les connexions des câbles avec leurs selles d'attache se font comme l'indiquent les FIG. 3, 4 et 5 ; le câble est introduit dans le trou conique de la selle, puis à chaud, on écarte les fils, les plie sur le bord de la selle, les calle par des pointes ou des clous et enfin remplit tous les vides par un alliage fusible, se contractant peu par le refroidissement ; le câble ainsi solidement coincé dans la plaque en est rendu absolument solidaire ; les fils et l'intérieur de la selle sont zingués ou étamés.

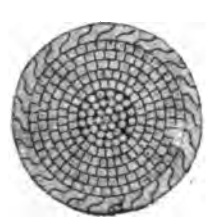
FIG. 5



La FIG. 5 est la selle d'un câble d'amarrage, elle présente des oreilles pour au moyen de presses hydrauliques pouvoir le tendre.

FIG. 5 bis





La continuité des fils dans les câbles est obtenue en les brasant bout à bout.

Depuis une vingtaine d'années, les Américains ont abandonné l'emploi des multiples petits câbles construits au préalable à l'usine, ils en sont revenus au système ancien des câbles en fils parallèles, seulement ils les construisent en place posant chaque fil côte à côte d'un pylône à l'autre suivant la parabole requise, ou plutôt d'un amarrage à l'autre, et puis les ligaturent ; le tout se fait au moyen de machines spéciales ; ils évitent ainsi les inconvénients de raideur et de fatigues inégales signalés ci-dessus ; et aussi l'inconvénient des multiples câbles juxtaposés.

Aujourd'hui tous les câbles s'exécutent en fils d'acier dont la résistance instantanée de rupture atteint jusque 140 kgs par millim. carré et 4 à 5 % d'allongement, la limite d'élasticité 80 kgs et pour lesquels on prend une charge de sécurité allant de 25 à 35 kgs par millimètre carré.

Il importe que l'intérieur des câbles soit mis à l'abri de toute pénétration d'humidité, car les fils, en vertu de leur faible

section, subiraient de graves dommages et la résistance des câbles pourrait être compromise, aussi les fils sont souvent zingués et l'intervalle entre les fils est rempli d'une composition anti-rouille et le tout est muni d'une enveloppe imperméable soigneusement entretenue ; pour les ponts peu importants cette enveloppe consiste souvent en un épais goudronnage au goudron de houille.

Pour diminuer les vides intérieurs on construit aujourd'hui des câbles avec fils profilés (FIG. 5bis) s'emboîtant les uns dans les autres, ou se collant les uns aux autres et tordus alternativement à droite et à gauche ; l'âme seule comporte quelques fils ronds ; la surface de ces câbles est lisse ; on les nomme des *câbles clos* parce que les interstices par où l'humidité peut pénétrer sont réduits au minimum ; il paraît que ces câbles ont, comparés à ceux en fils ronds, l'avantage supplémentaire de mieux répartir l'effort entre les fils, donc de présenter une plus grande sécurité ; leur inconvénient est d'être plus coûteux et de ne pas permettre la construction Américaine dont question ci-dessus.

On remplace quelquefois les câbles par des chaînes à maillons en tôle d'acier découpée ou en acier forgé, leur avantage est d'être beaucoup moins sensible aux effets d'une attaque de rouille qui forcément reste superficielle au lieu de pénétrer au cœur comme dans le cas de câble, de plus leur prix au kilo est inférieur à celui des câbles, toutefois il paraît bien établi que les chaînes, du chef de leur résistance moindre par millimètre carré et par conséquent de leur poids mort plus élevé, sont moins économiques que les câbles, c'est-à-dire que les ponts suspendus à chaînes sont sensiblement plus coûteux que ceux à câbles. — Le pont suspendu *Elisabeth* à Buda-Pesth est avec chaînes, voir *Génie Civil* n° du 15 octobre 1904 et voir aussi le n° du 27 juin 1903 ; les chaînes du pont *Elisabeth* ont coûté excessivement cher de fabrication, les maillons ont dû être calibrés mathématiquement identiques entre eux.

Voir sur le sujet « *Chaînes et Câbles* » les Mémoires de la Société des Ingénieurs Civils de France, n° de février 1904.

CHAPITRE I

TYPE ARNODIN

---

§ I. Description.

8. Nous donnons FIG. 6 et 7 un pont suspendu exécuté (1); il a 120 mètres de portée, le tablier a $5^{m}12$ d'axe à axe du garde-corps dont $4^{m}66$ de chaussée, celle-ci bordée par deux longrines en bois formant chasse-roues.

Le pont est calculé pour une surcharge de monde de 400 kgs par mètre carré de tablier, soit 5 mt. × 400 = 2000 kgs par mètre courant, et une surcharge roulante composée d'un cylindre à vapeur de 18 tonnes et quatre tombereaux de 6 tonnes à un essieu marchant deux de front.

Le tablier (FIG. 7) est composé de traverses en acier écartées de $1^{m}25$ portant des madriers en chêne de 10 centimètres d'épaisseur recouverts d'un platelage en sapin de 6 centimètres ; c'est un tablier du genre léger semblable à celui de nos ponts tournants.

La partie centrale du tablier, celle allant de D à E (FIG. 6). soit les $\frac{7}{12}$ de la longueur totale, est portée par deux nappes paraboliques ABC chacune composée de 6 câbles (voir FIG. 7) ; les parties extrêmes du tablier, celles AD et EC, sont soutenues par 4 groupes de 3 haubans chacun.

On voit que les deux systèmes, haubans et câbles, ont des rôles bien distincts, les haubans soutiennent les extrémités du tablier, les câbles la partie centrale.

Les câbles paraboliques et les haubans sont attachés en A et C (FIG. 6) à 4 chariots de dilatation ; chacun de ces chariots est maintenu par 6 câbles d'amarrage AF, CG s'engageant dans les massifs maçonnés H et I et y fixés comme l'indique la FIG. 8.

Tous les câbles sont en fil d'acier, ils sont calculés en tablant sur une charge de sécurité de 23 kgs par millimètre carré de section (la rupture de ces fils d'acier se produit aux environs de 100 kgs par millimètre carré).

---

(1) Le plancher de ce pont est en simples madriers ; on recourt quelquefois au pavage en bois ou en asphalte sur béton avec fers zorès, ou sur béton en dalles armées. Voir *Ann. des Pts et Ch. de France*, 1er trim. 1898, Pavage en bois du pont suspendu d'Avignon, et juillet-août 1912, p. 88, pav. en asphalte.

Voir aussi *Génie Civil* des 4 et 18 févr. 1905.

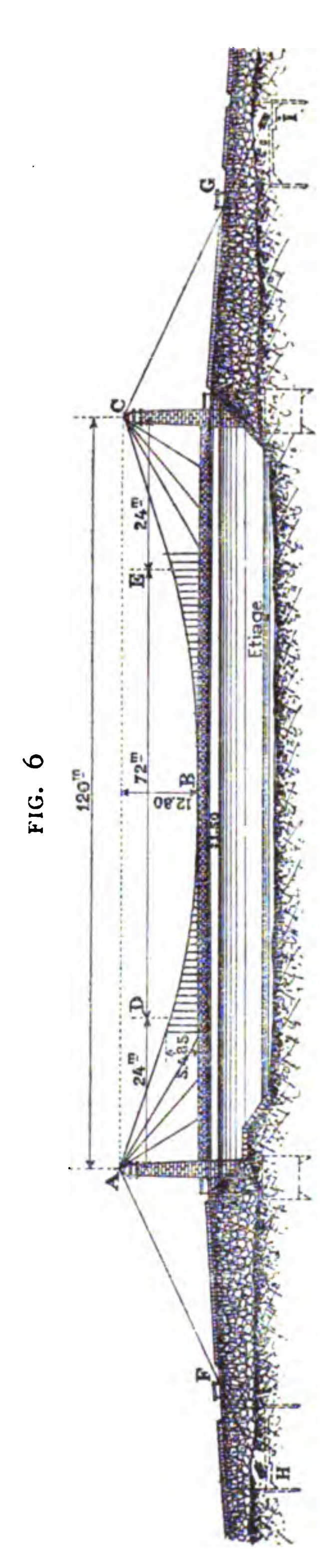


FIG. 6

FIG. 7

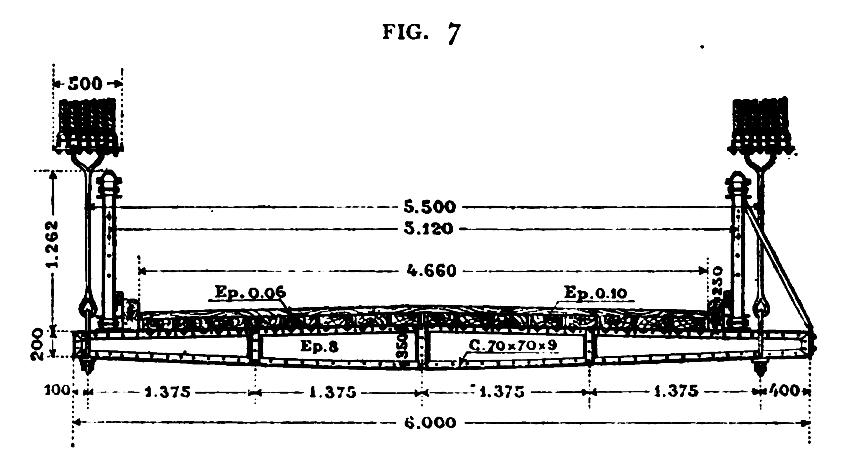
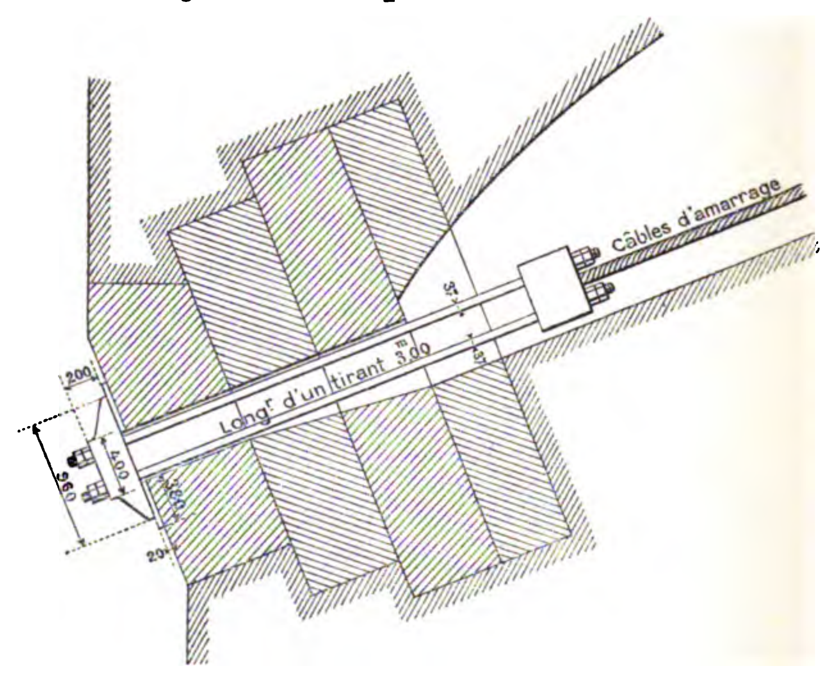


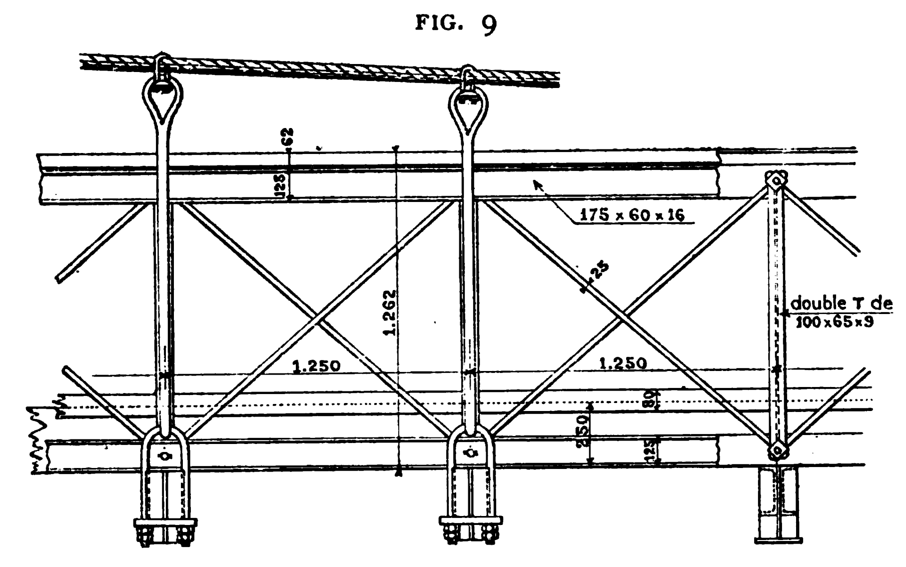
FIG. 8

Amarrage des câbles dans les massifs H et I de la FIG. 6.



Les connexions entre les tiges de suspension du tablier et les câbles paraboliques sont établies par une fourche à 6 étriers ainsi que l'indiquent les FIG. 7 et 9;

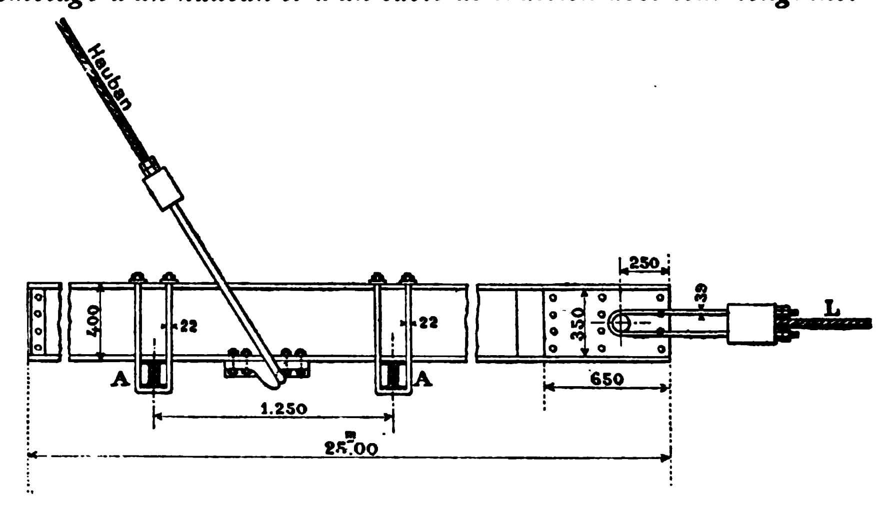
FIG. 9



ce système permet le remplacement facile d'un câble, pour cela il suffit de dévisser ses étriers d'assemblage aux diverses fourches, le câble est ainsi rendu complètement libre du tablier et peut être enlevé et remplacé (1).

FIG. 10

Assemblage d'un hauban et d'un câble de traction avec leur longrine.



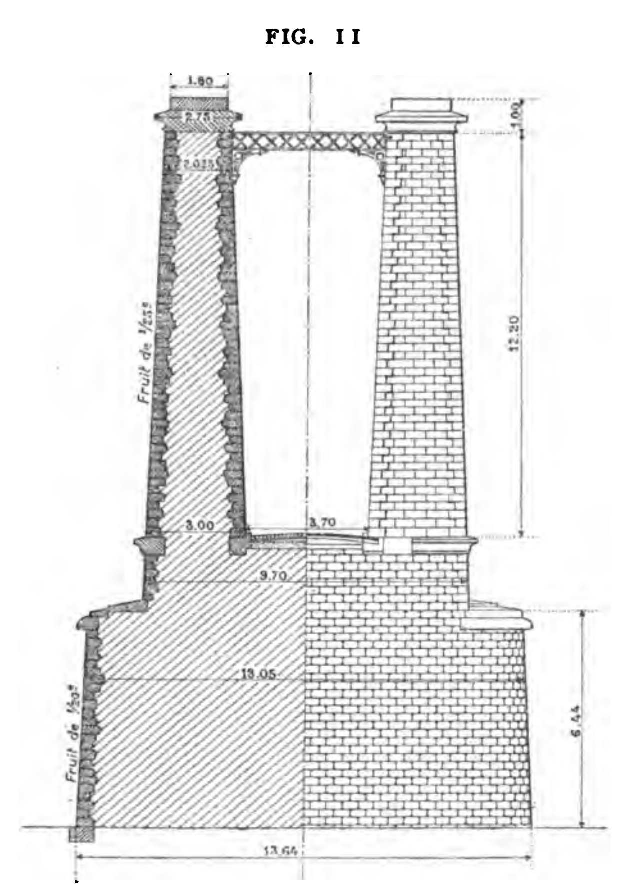
Les haubans de suspension sont attachés à une longrine spéciale (FIG. 10) de

(1) Cet avantage de l'amovibilité ne paraît pas bien grand, les Américains y ont renoncé et les Allemands n'y attachent guère d'importance.

25 mètres de longueur, longrine qui d'un bout bute contre la culée du pont et de l'autre est reliée à la longrine de l'autre extrémité du pont par un câble de traction L; les traverses A du tablier sont suspendues par des étriers à ces longrines.

Le tablier est raidi par deux poutres en treillis de 1m262 de hauteur (FIG. 7 et 9), la bride inférieure de chaque poutre est composée de 2 fers ⊔, celle supérieure de deux ⊔ identiques coiffés d'un fer zorès formant main-courante ; les montants sont en fer double té et les croisillons en fer rond ; l'assemblage des montants et des croisillons sur les brides est à articulations ; ces poutres sont assemblées sur les traverses du tablier ; leur raideur diminue la flexibilité des câbles paraboliques du pont, cette flexibilité est encore diminuée par l'intervention des haubans d'extrémité qui, à cause de ce rôle, se nomment quelquefois haubans de rigidité ; les ponts suspendus munis de haubans et de poutres raidissantes se nomment *ponts suspendus semi-rigides.*

FIG. 11



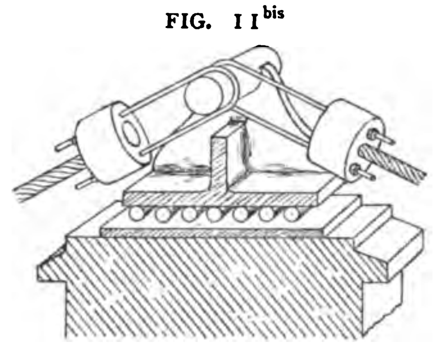
La FIG. 11 donne le détail d'une des culées ; les appareils de dilatation sont au sommet de chacun des pylônes ; la connexion des câbles paraboliques, des haubans et des câbles de retenue sur l'appareil de tête de chaque pylône est faite par un système analogue à celui FIG. 11bis, on voit que les câbles sont discontinus sur les pylônes ; d'autres fois cependant les câbles paraboliques sont continus sur l'appareil de dilatation et se prolongent jusque dans les massifs d'amarrage, dans ce cas les appareils de dilatation ont le dessus arrondi suivant la courbure requise.

Le tablier est porté dans la partie centrale du pont par des tiges de suspensions écartées de 1m25 (FIG. 7 et 9), il y en a une à chaque bout de traverse ; dans la région des haubans les traverses sont suspendues par des étriers aux longrines des haubans.

Le contreventement des ponts suspendus est constitué comme celui des ponts ordinaires : ce sont des croix de St-André disposées sous le tablier et formant

une poutre horizontale dont les montants sont les traverses du tablier, et les brides les fers ⊔ inférieurs des deux poutres raidisseuses.

FIG. 11[bis]

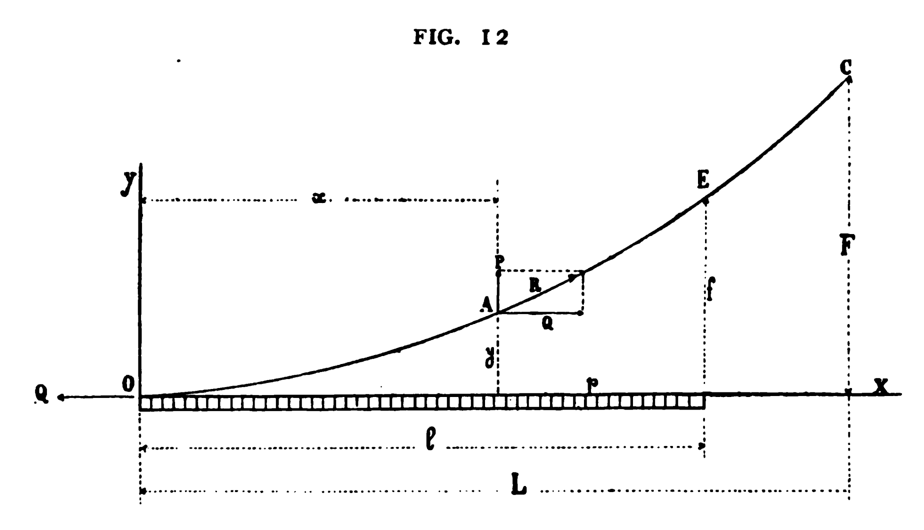


La mise en place des ponts suspendus se fait toujours sans échafaudage en rivière : on commence par passer un petit câble auxiliaire d'un pylône à l'autre et puis par des chariots suspendus à ce câble on procède aux placements successifs des autres pièces du pont.

§ 2. Calculs.

4. Charge uniforme complète. — Calcul des câbles paraboliques. — Les câbles paraboliques ABC de la FIG. 6 se calculent pour le poids mort et la surcharge recouvrant la portion du tablier allant de D à E, en d'autres termes on suppose que le tablier est coupé à l'aplomb de D et E et que la portion centrale DE est portée par les câbles paraboliques seuls, et les portions extrêmes par les haubans seuls, cela malgré la continuité des poutres de raideur.

FIG. 12



Soit p le total par unité courante du poids mort et de la surcharge, on admet que p est constant quoiqu'il y ait une petite variation du chef des tiges de suspension au câble.

Nous rapportons le câble à deux axes coordonnées rectangulaires OXY (FIG. 12) dont l'origine O est au point bas ; nous étudions une portion OA du câble, en vertu de sa flexibilité supposée parfaite la résultante des fatigues en la section quelconque A est nécessairement dirigée suivant la tangente en A à la courbe du câble, nous désignons cette résultante par R, ses deux composantes suivant

l'horizontale et la verticale sont Q et P ; au point bas O du câble, la résultante est dirigée suivant l'horizontale et comme toutes les charges de O à A sont verticales, cette résultante a la valeur Q de la composante horizontale en A, résultat qui prouve que la composante horizontale Q en une section quelconque est constante d'un bout à l'autre du câble.

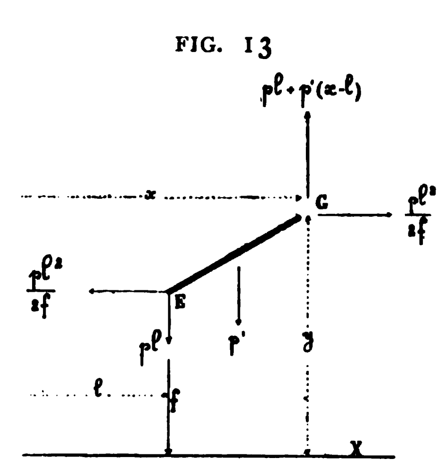
Les deux autres équations de l'équilibre de tronçon OA nous donnent :

$$P = px \text{ dont le maximum est } P = pl$$

$$Px - p\frac{x^2}{2} - Qy = 0 \text{ d'où } Q = \frac{px^2}{2y}$$

or nous venons de voir que Q est constant, nous avons donc, en remplaçant les coordonnées du point A par celle de E, les égalités :

FIG. 13



$$Q = \frac{px^2}{2y} = \frac{pl}{2f} \quad \text{d'où} \quad y = \frac{f}{l^2}x^2$$

d'où il résulte que depuis O jusque E la courbure du câble est une parabole.

Étudions maintenant une portion de câble EG (FIG. 13), le point G étant dans l'intervalle de E à C des FIG. 6 et 12 ; ce câble ne porte que son propre poids, puisque le tablier est porté par les haubans et comme sa courbure est toujours très faible on peut admettre que son poids p' par unité horizontale est constant ; le câble est sollicité ainsi que l'indique la FIG. 13 ; établissant l'équation des moments par rapport à G on a :

$$\frac{pl^2}{2f}(y - f) - pl(x - l) - p'\frac{(x - l)^2}{2} = 0$$

équation qui nous indique que de E à C (FIG. 12) le câble suit la courbure d'une parabole différente de celle OE mais se raccordant tangentiellement en E avec celle-ci. En réalité la courbure de E à C est tellement faible qu'on peut considérer cette portion de câble comme étant droite.



La valeur de la résultante R au point A est :

$$R^2 = P^2 + Q^2 = p^2x^2 + \frac{p^2x^4}{4y^2} \qquad \text{d'où} \qquad R = px\sqrt{1 + \frac{x^2}{4y^2}}$$

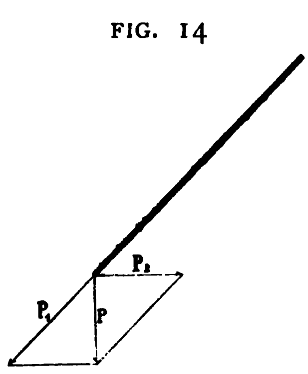
le maximum se produit en E, son expression est : $R = p\frac{l}{2f}\sqrt{4f^2 + l^2}$

de E à C la valeur de R augmente du chef de p', mais cette augmentation est tellement faible qu'on peut ne pas en tenir compte. C'est d'après ce maximum de R que se détermine la section des câbles. Dans le cas de la FIG. 6 : $l = 36$ mt, $f = 5^m485$, d'où $R = 123,53p$; chaque câble se compose de 91 fils d'acier de 4,8 millimt. de diamètre, donc présente une section totale de 1652 millimètres carrés et pour les 12 câbles, $1652 \times 12 = 19824$ millimètres carrés.

⁂

5. Calcul des haubans. — Chaque hauban (FIG. 6 et 10) se calcule pour une charge verticale P se composant du poids mort de la portion du tablier soutenu par le pied du hauban et du poids des essieux les plus lourds pouvant se trouver sur les traverses correspondantes.

FIG. 14



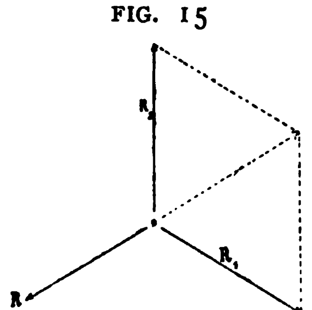
La charge P donne une composante P_1 suivant le hauban et une composante horizontale P_2 suivant la longrine d'amarrage des haubans (FIG. 14) ; la force P_1 agit par traction sur le hauban et la section de celui-ci se détermine en divisant P_1 par la charge de sécurité admise. La force P_2 est équilibrée en partie par la butée de la longrine contre la culée et pour le reste par le câble de traction L (FIG. 10) réunissant les deux longrines qui forment vis-à-vis ; dans le cas d'une surcharge uniforme complète le câble de traction équilibre le tout et doit être calculé en conséquence.

Il convient que l'inclinaison des haubans reste dans certaines limites : pour 1 de hauteur on ne peut guère dépasser 2 de base.

Au pont de la FIG. 6 le hauban le plus incliné est formé de 91 fils d'acier de 5,16 millimt. de diamètre formant un total de 1902 millimt. carrés ; le suivant de 61 fils de 4,98 millimt., le troisième de 61 fils de 4,35 millimt. de diamètre.

Le câble de traction L, FIG. 10, est formé de 127 fils de 5,16 millimt. de diamètre donnant une section de 2658 millimt. carrés.

FIG. 15



⁂

6. Calcul des câbles d'amarrage. — On détermine la résultante totale R des câbles paraboliques et des haubans aboutissant à la tête d'un pylône, on en déduit la traction R_1 sur les câbles d'amarrage et la compression R_2 sur le pylône (FIG. 15).

Le pont de la FIG. 6 porte à chaque extrémité 2 groupes de 6 câbles d'amarrage chacun ; chaque câble est

constitué de 127 fils d'acier de 4,66 millimt. donnant une section de $127 \times 17{,}05 =$ 2161 millimt. carrés, soit un total de 8644 millimètres carrés pour chaque retenue. — Les câbles d'amarrage sont fixés au bloc de maçonnerie d'arrière comme l'indiquent les FIG. 6 et 9, ce bloc doit être à même de résister par son poids et son frottement aux composantes de R_1.

Il importe que toute la partie des câbles de retenue située sous le niveau du sol soit soigneusement mise à l'abri de l'humidité et des atteintes de la rouille et soit aisément accessible afin d'en pouvoir faire une surveillance et un entretien parfaits.

⁂

7. Calcul des Pylônes. — Les pylônes ont à résister à la compression verticale R_2 de la FIG. 15 et aussi au frottement horizontal fR_2 qui se produit lors du roulement du châssis FIG. 11 bis sous les effets de dilatation ou contraction des câbles, effets dus aux fatigues ou aux variations de la température ; nous n'avons pas à longuement nous arrêter sur le détail du calcul des pylônes, ils ne présentent rien de particulièrement difficile.

Les pylônes (FIG. 6, 11) sont construits en moellons de choix et mortier de 350 kgs de Portland artificiel par mètre cube de sable ; nous trouvons que la proportion de ciment est un peu faible pour une semblable construction.



8. Calcul des Poutres de raideur. — La poutre raidissante du pont suspendu (FIG. 6) se compose :

1° de 4 fers ⊔ pour les brides inférieures et supérieures et en sus d'un zorès de 220×62 disposé sur la bride supérieure et formant main-courante,

2° de montants en fers té,

3° de croisillons en acier ronds travaillant exclusivement à la traction.

Les assemblages des tés et des croisillons sur les brides sont à articulation.

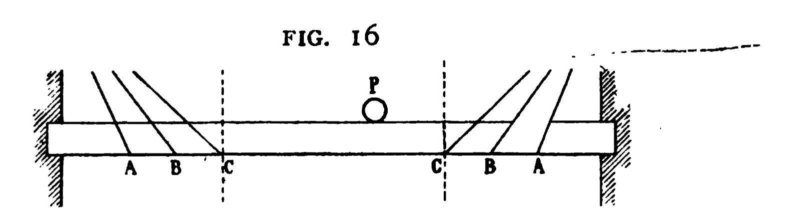
Les extrémités des membrures inférieures et supérieures des poutres raidissantes sont munies de cornières verticales de $60 \times 60 \times 7$, ces extrémités pénètrent à frottement doux dans des boîtes-glissières scellées dans la maçonnerie des culées du pont.

Les poutres-raidissantes constituent un élément important du pont suspendu, elles limitent sa déformabilité ; sur un pont-suspendu non muni de poutres-raidissantes une charge locale (un chariot par exemple) provoque une profonde dépression du câble et par conséquent du tablier (voir ci-après au § 5 le calcul de cette dépression), dépression qui se déplace avec la charge d'où des vibrations et ondulations qui se superposant peuvent devenir dangereuses ; des effets analogues se produisent sous l'effet du vent ou lors du passage d'une foule ou d'un troupeau ;

ces actions dynamiques accroissent dans une forte proportion les fatigues du pont, et c'est ce qui explique les accidents anciens ; les poutres raidissantes atténuent ces effets, car étant solidaires des câbles ceux-ci ne peuvent prendre des déformations dépassant les leurs ; c'est grâce aux poutres raidissantes que les ponts suspendus qui avaient été complètement abandonnés ont repris une certaine faveur.

Les poutres raidissantes du pont (FIG. 6) sont solidaires des câbles paraboliques et des haubans, cette double solidarité rend le calcul exact impossible ; on a établi des théories approchées qui sont d'une très grande complication de formules et aussi d'une grande incertitude, surtout quand interviennent les variations de la température ; voici un procédé sommaire : on admet que les poutres ne fatiguent pas du chef du poids mort du pont ni de la surcharge le recouvrant complètement, on règle le pont de façon que ses charges soient intégralement portées par les câbles paraboliques et les haubans (1) ; d'autre part pour calculer l'effet des charges roulantes et surcharges partielles on fait abstraction de la suspension des poutres aux câbles paraboliques et on les considère comme portées uniquement par les haubans, elles se présentent donc comme l'indique la FIG. 16; elles sont maintenues aux deux extrémités par les culées et intermédiairement en A, B et C par les haubans et on les calcule comme étant encastrées en C et devant à elles seules, et sur la longueur CC, porter la surcharge roulante P ; on prend 10 à 12 kgs comme charge de sécurité de l'acier laminé employé pour ces poutres. Ce calcul est en somme assez grossier, mais il vaut tout autant que d'autres d'allures plus transcendantes mais techniquement pas plus exacts.

FIG. 16



Au pont de *Williamsburg* on a supprimé les haubans, ce qui permet de calculer les poutres de raideur avec une plus grande exactitude théorique et donne plus de garantie de concordance entre les résultats du calcul et la réalité, voir ci-après le Chap. III.

⁂

9. Réglage des Ponts suspendus. — Nous venons de donner les méthodes de calcul des câbles paraboliques, des haubans, des câbles d'amarrage et des poutres de raideur, mais il faut ne pas perdre de vue que les charges du pont ne se répartiront pas d'elles-mêmes entre ces divers organes ainsi que prévu dans ces calculs, il faut un réglage, il faut en agissant sur les écrous des étriers des câbles les serrer ou desserrer de façon à les faire travailler dans les condi-

(1) Toutefois les effets de la température dérèglent cette répartition.

tions prévues ; malheureusement pour ateindre à ce résultat il faut entièrement se fier à l'ouvrier monteur qui est uniquement guidé par son sentiment, son tact, la sensation de plus ou moins grande résistance qu'il éprouve dans la manœuvre des écrous.

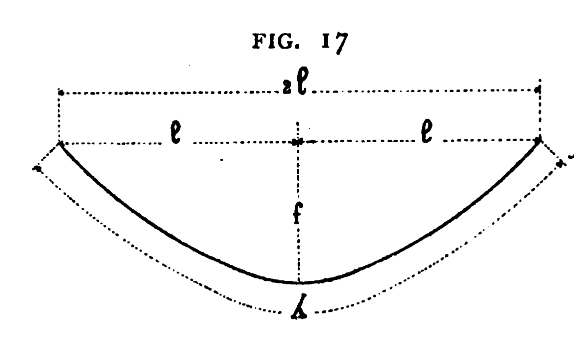
Il importe surtout de bien régler la répartition des charges entre les câbles paraboliques et les haubans, ou sinon il pourrait arriver que sous les surcharges l'un ou l'autre câble fût chargé d'une façon excessive et même dangereuse ; c'est à un mauvais réglage des haubans, ou plutôt à un déréglage, qu'est dû l'accident survenu au grand pont de Brooklyn, voir ci-après le nº 19.

Le réglage des haubans constitue un grand facteur d'incertitude dans la stabilité des ponts suspendus, on ne sait jamais si un réglage est bien fait et on n'a aucune garantie qu'un réglage bien fait se maintiendra, il peut être affecté par les tassements dans les assemblages de la construction et aussi par le desserrage des écrous, il peut encore être fortement influencé par les variations de la température, ainsi on a constaté au pont du *Niagara* que par les froides journées d'hiver la contraction des câbles paraboliques est telle que le tablier est soulevé au point de courber les haubans, donc ceux-ci ne portent plus rien, voilà un déréglage complet ; et lorsque la température s'élève l'inverse se produit, les haubans sont surchargés et les câbles déchargés.

Afin de diminuer les incertitudes du réglage on a aujourd'hui une tendance à diminuer le nombre des haubans, ainsi au pont de la FIG. 6 il n'y en a que trois à chaque extrémité et au pont de *Williamsburg* il n'y en a plus du tout, voir FIG. 27 et Chap. III.

⁂

FIG. 17



10. Développement et Flèche d'une parabole, relations entre λ, l, f. — Le développement d'une parabole d'ouverture $2l$ et de flèche f est donné en géométrie analytique par la formule approximative

$$(1) \qquad \lambda = 2l\left(1 + \frac{2}{3}\frac{f^2}{l^2} - \frac{2}{5}\frac{f^4}{l^4}\right)$$

On a constaté que pour le Brooklyn dont les dimensions sont $2l = 486^m63$, $f = 38^m$, cette formule donne la longueur du câble à un centimètre près.

De (1) on tire :

$$(2) \qquad f = l\sqrt{\frac{5 - \sqrt{115 - 45\frac{\lambda}{l}}}{6}}$$

11. Allongement du câble parabolique sous l'effet d'un poids uniforme recouvrant tout le pont. — Accroissement de sa flèche. — La résultante en une section quelconque d'un câble dont les coordonnées sont (xy) a pour expression (voir nº 4) :

$$R = p\sqrt{x^2 + \frac{x^4}{4y^2}} = p\sqrt{x^2 + \frac{l^4}{4f^2}} = \frac{p}{2f}\sqrt{4f^2x^2 + l^4}$$

Soit ω la section constante du câble, on a comme expression de son allongement au point (xy)

$$ids = \frac{Rds}{E\omega} = \frac{p\sqrt{4f^2x^2+l^4}\sqrt{l^4+4f^2x^2}}{2E\omega f l^2}dx = \frac{p(4f^2x^2+l^4)}{2E\omega f l^2}dx$$

d'où pour l'allongement total :

(3) $$\Delta\lambda = 2\int_0^l ids = \frac{pl}{3E\omega f}(4f^2 + 3l^2)$$

Recherchons l'accroissement Δf de la flèche dû à cet allongement $\Delta\lambda$; de (1) ci-dessus nous tirons en différentiant :

$$\Delta\lambda = 2l\left(\frac{4}{3}\frac{f}{l^2} - \frac{8}{5}\frac{f^3}{l^4}\right)\Delta f = \left(\frac{8}{3}\frac{f}{l} - \frac{16}{5}\frac{f^3}{l^3}\right)\Delta f$$

combinant avec (3) on a :

$$\left(\frac{8}{3}\frac{f}{l} - \frac{16}{5}\frac{f^3}{l^3}\right)\Delta f = \frac{pl}{3E\omega f}(4f^2 + 3l^2)$$ d'où (4) $$\Delta f = \frac{pl^4}{E\omega f^2}\cdot\frac{15 + 20\left(\frac{f}{l}\right)^2}{40 - 48\left(\frac{f}{l}\right)^2}$$

et si le rapport de f à l est assez faible, on peut négliger les termes contenant ce rapport et on a :

(4′) $$\Delta f = \frac{3pl^4}{8E\omega f^2}$$

Cette formule (4′) revient en somme à supposer que R est constant et égal à Q, en outre que ds peut être remplacé par dx et enfin que dans le développement (1) ci-dessus on peut se limiter aux deux premiers termes.

En effet si nous nous arrêtons aux deux premiers termes de l'expression (1) nous en tirons en différentiant :

(1′) $$\Delta f = \frac{3}{8}\frac{l}{f}\Delta\lambda$$

et si la parabole de longueur λ (FIG. 17) peut être remplacée par sa corde $2l$ l'allongement $\Delta\lambda$ pour l'effort constant Q sera :

$$\Delta\lambda = i \,.\, 2l = \frac{t}{E} \cdot 2l = \frac{Q}{\omega E} \cdot 2l = \frac{pl^2}{2f} : \frac{2l}{\omega E} \qquad \text{d'où} \quad (4') \qquad \Delta f = \frac{3pl^4}{8E\omega f^2}$$

***

12. Variation de la flèche d'un câble parabolique du chef de la température. — Soit a la variation de longueur de l'unité de câble ; appliquant l'approximation ci-dessus nous avons comme variation totale : $\Delta\lambda = a \,.\, 2l$

et substituant dans (1') nous avons : (5) $\Delta f = \frac{3}{8}\frac{l}{f} \cdot a \,.\, 2l = \frac{3}{4}\frac{l^2}{f} \cdot a$

Supposons que le rapport $2l : f$ soit égal à 10, la formule (5) nous donne :

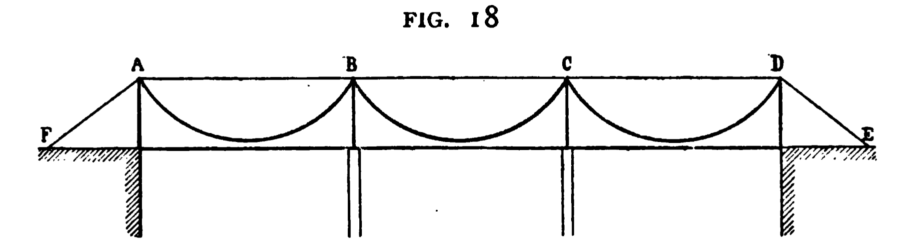
$$\Delta f = \frac{15}{8} \cdot \Delta\lambda$$

ce qui montre que la variation $\Delta\lambda$ de la longueur du câble a une très grande influence sur la flèche.

§ 3. Pont suspendu à plusieurs travées.

13. Dans le cas d'un pont suspendu à plusieurs travées il faut établir des câbles droits AB, BC, CD allant de pylône à pylône afin que dans le cas d'une

FIG. 18



seule travée surchargée les tractions de ses câbles soient par les câbles droits de A à D directement transmis aux câbles de retenue AF et DE des extrémités.

§ 4. Traverses du tablier. — Contreventement horizontal et vertical.

14. Les traverses du tablier et les tiges de suspension aux câbles se calculent comme pour un pont ordinaire, et les traverses étant très rapprochées on applique la règle donnée en notre Tome II, Chap. II, § 2, c'est-à-dire que l'on admet qu'un essieu à l'aplomb d'une traverse est en réalité porté par deux traverses, donc celles-ci ne doivent être calculées que pour la moitié de l'essieu le plus lourd franchissant le pont, et même d'aucuns disent le tiers.

Le contreventement des ponts suspendus contre les effets horizontaux du vent s'établit dans l'épaisseur du tablier, il est constitué d'une triangulation

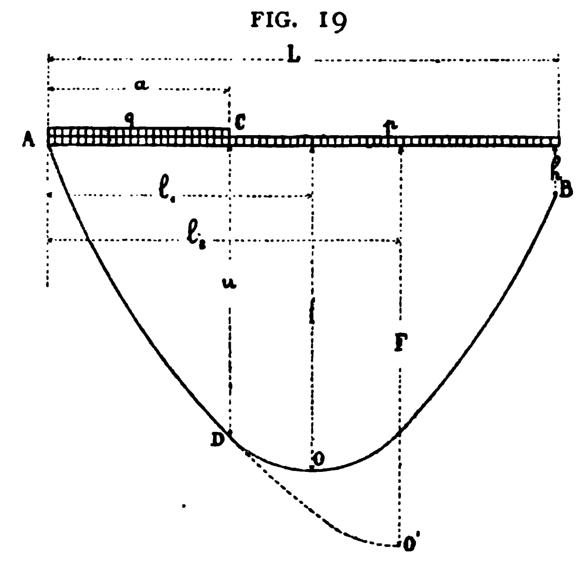
analogue au contreventement des ponts ordinaires et il se calcule de la même façon.

Il faut quelquefois prémunir les ponts suspendus contre l'action verticale de bas en haut des rafales du vent, cela est surtout nécessaire si le poids mort du tablier est insuffisant pour équilibrer ces rafales, dans ce cas on établit sous le tablier des contre-haubans dirigés de haut vers le bas et attachés aux rives ; ce système a été appliqué au pont sur le Niagara.

§ 5. Déformation des câbles paraboliques non munis de poutres de raideur.

15. Surcharge uniforme partielle. — Soit (FIG. 19) un câble AOB portant un poids mort uniforme p suivant l'horizontale et ce depuis A jusque B, donc sur toute la longueur L ; il porte en outre depuis A jusque C une surcharge uniforme q par unité courante ; il s'agit de déterminer la forme de ce câble et notamment son ordonnée u au droit du point C ; les deux extrémités A et B du câble sont à des niveaux différents, leur distance verticale est h.

FIG. 19

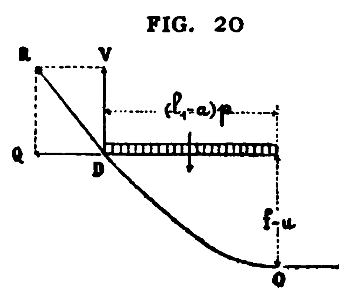


Du chef de la continuité d'allure du câble il possède nécessairement un point bas O dont la tangente est horizontale, soient l_1 et f les coordonnées de ce point.

En vertu de sa flexibilité supposée parfaite l'effort total Q qu'il subit en O est nécessairement dirigé suivant l'horizontale ; partant de là et raisonnant sur le tronçon de câble DOB, comme nous l'avons fait ci-dessus au nº 4 nous verrons que sa forme est une parabole du 2d degré dont l'équation, en mettant l'origine des coordonnées en O, est :

$$y = \frac{f - h}{(L - l_1)^2} x^2$$

FIG. 20



Si nous isolons le tronçon du câble DO, voir (FIG. 20), nous avons :

$$V = (l_1 - a)p \qquad Q = \frac{p(l_1 - a)^2}{2(f - u)}$$

d'où nous pouvons déduire R dont la direction est celle de la tangente en D à la parabole DO. D'autre part si nous isolons le tron-

çon AD (FIG. 21), nous avons que la résultante R des efforts en D est identique à celle ci-dessus et comme elle est nécessairement tangente en D à la courbe funiculaire AD, il en résulte que cette courbe et la parabole DOB se raccordent tangentiellement en D.

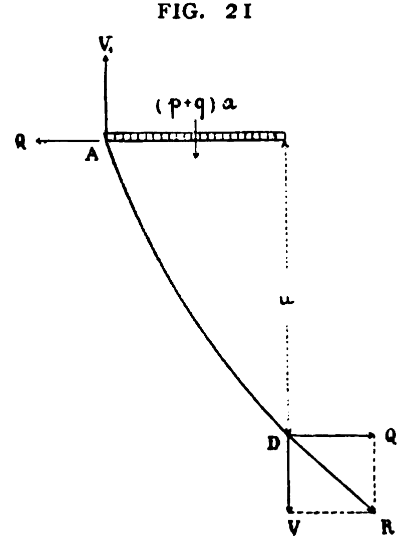


FIG. 21

Enfin la courbe funiculaire AD est chargée uniformément suivant l'horizontale et en chaque point la composante horizontale de l'effort est constante et égale à Q, cette courbe est donc une parabole du 2[d] degré (voir le raisonnement n° 4); soit O′ (FIG. 19) le sommet de cette parabole AD, l'effort total sur chacune des sections de ADO′ est le même que celui dû à une charge uniforme $(p+q)$ s'étendant horizontalement sur toute la longueur $2l_2$.

En définitive la courbure du câble ADOB se compose des deux arcs de parabole AD et DOB caractérisés ci-dessus, arcs se raccordant tangentiellement en D.

Nous allons maintenant écrire les équations qui découlent des propriétés que nous venons d'établir pour la courbe ADOB : 1° les deux paraboles passent l'une et l'autre par le point D, d'où en appliquant l'équation des paraboles dans le cas d'axes passant par leur sommet :

$$(1) \qquad f-u=\frac{f-h}{(L-l)^2}(l_1-a)^2 \qquad\qquad (2) \qquad F-u=\frac{F}{l_2^2}(l_2-a)^2$$

2° Du chef de la parabole OD la composante verticale de l'effort en D est $p(l_1-a)$, du chef de la parabole O′D elle est $(p+q)(l_2-a)$, en vertu de ce qui est dit ci-dessus ces deux expressions sont égales en D, d'où

$$(3) \qquad p(l_1-a)=(p+q)(l_2-a)$$

3° Dans la parabole DOB la composante horizontale Q de l'effort en une section quelconque est :

$$Q=\frac{p(L-l_1)^2}{2(f-h)}$$

Dans la parabole O′DA on a pour Q :

$$Q=\frac{(p+q)l_2^2}{2F}$$

ces deux composantes sont égales, d'où la relation :

$$(4) \qquad \frac{p(L-l_1)^2}{2(f-h)}=\frac{(p+q)l_2^2}{2F}$$

4° Enfin en faisant abstraction des allongements élastiques du câble on a que le développement ADOB est égal à la longueur λ du câble, longueur connue, d'où, en appliquant la formule (1) du n° 10, l'égalité :

$$(5) \qquad \lambda = L + \frac{2}{3}\left[\frac{F^2}{l_2} - \frac{(F-u)^2}{l_2-a} + \frac{(f-h)^2}{L-l_1} + \frac{(f-u)^2}{l_1-a}\right] - \frac{2}{5}\left[\frac{F^4}{l_2^3} - \frac{(F-u)^4}{(l_2-a)^3} + \right.$$
$$\left. + \frac{(f-h)^4}{(L-l_1)^3} + \frac{(f-u)^4}{(l_1-a)^3}\right]$$

De ces cinq équations on peut déduire les 5 inconnues du problème qui sont l_1, l_2, f, F et u. Prenons le cas le plus fréquent, c'est-à-dire les extrémités A et B du câble de niveau, $h = 0$, nous obtenons :

$$l_1 = \frac{pL^2 - qa^2}{2pL} \qquad l_2 = \frac{pL^2 + 2qaL - qa^2}{2L(p+q)}$$

$$f = \frac{u(L-l_1)^2}{(L-l_1)^2 - (l_1-a)^2} \qquad F = \frac{ul_2^2}{l_2^2 - (l_2-a)^2}$$

$$u^4\left[\frac{l_2^5 - (l_2-a)^5}{[l_2^2 - (l_2-a)^2]^4} + \frac{(L-l_1)^5 + (l_1-a)^5}{[(L-l_1)^2 - (l_1-a)^2]^4}\right] -$$
$$- \frac{5u^2}{3}\left[\frac{l_2^3 - (l_2-a)^3}{[l_2^2 - (l_2-a)^2]^2} + \frac{(L-l_1)^3 + (l_1-a)^3}{[(L-l_1)^2 - (l_1-a)^2]^2}\right] + \frac{5}{2}(\lambda - L) = 0$$

la dernière équation donne u et permet de déterminer f et F et comme les deux premières équations donnent l_1 et l_2, on connaît les courbes AD et DOB du câble et par conséquent la déformation provoquée par la surcharge q s'étendant de A à C.

Prenant pour a diverses valeurs on déterminera au moyen de ces formules les diverses modifications du câble sous l'action de la surcharge recouvrant plus ou moins la travée ; et on pourra même déterminer la forme du câble pour une surcharge partielle répartie comme l'indique la FIG. 22.

FIG. 22



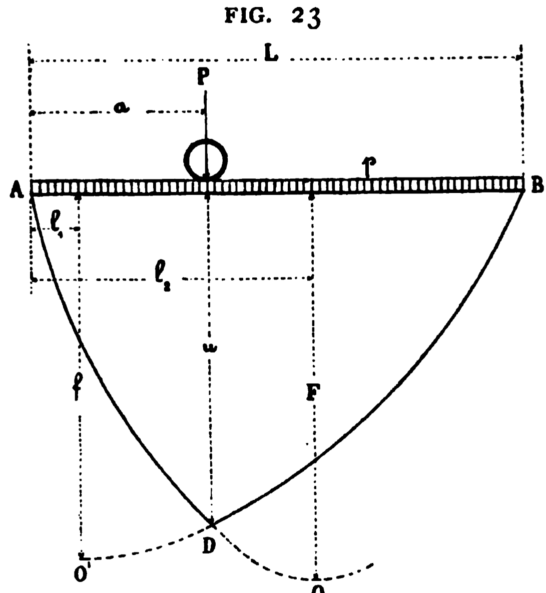
16. Charge locale. — Supposons que la travée porte son poids mort p uniformément réparti suivant l'horizontale et une charge locale P, FIG. 23. Raisonnant comme ci-dessus au n° 15 nous verrons que le câble décrit deux arcs de parabole AD et BD se coupant en D à l'aplomb de la charge locale et dont les sommets sont en O et O′ ; ce sont deux paraboles correspondant à la même charge uniforme p ; nous avons les résultats suivants :

1° Les deux paraboles partant de O et O′ passent l'une et l'autre par le point D, d'où :

(1) $f - u = \frac{f}{(L - l_1)^2}(a - l_1)^2$ (2) $F - u = \frac{F}{l_2^2}(l_2 - a)^2$

2° L'effet total en D dans le câble ODA correspond à la charge uniforme allant de O à D dont la longueur est $(l_2 - a)$, et ses composantes sont

FIG. 23



$$V = p(l_2 - a) \qquad Q = \frac{pl_2^2}{2F}$$

De même l'effort total en D dans le câble O'DB a pour composantes :

$$V_1 = p(a - l_1) \qquad Q_1 = \frac{p(L - l_1)^2}{2f}$$

et nous avons :

$$V + V_1 = P \qquad Q = Q_1$$

d'où

(3) $p(l_2 - l_1) = P$

(4) $fl_2^2 = F(L - l_1)^2$

3° Enfin λ étant la longueur d'exécution du câble on a :

(5) $$\lambda = L + \frac{2}{3}\left[\frac{F^2}{l_2} - \frac{(F-u)^2}{l_2 - a} + \frac{f^2}{L - l_1} - \frac{(f-u)^2}{a - l_1}\right] -$$
$$- \frac{2}{5}\left[\frac{F^4}{l_2^3} - \frac{(F-u)^4}{(l_2 - a)^3} + \frac{f^4}{(L - l_1)^3} - \frac{(f-u)^4}{(a - l_1)^3}\right]$$

d'où l'on tire :

$$F = \frac{ul_2^2}{l_2^2 - (l_2 - a)^2} \qquad f = \frac{u(L - l_1)^2}{(L - l_1)^2 - (a - l_1)^2}$$

$$l_2 = \frac{L}{2} + \frac{P(L - a)}{pL} \qquad l_1 = \frac{L}{2} - \frac{Pa}{pL}$$

$$u^4\left[\frac{l_2^5 - (l_2 - a)^5}{[l_2^2 - (l_2 - a)^2]^4} + \frac{(L - l_1)^5 - (a - l_1)^5}{[(L - l_1)^2 - (a - l_1)^2]^4}\right] -$$
$$- \frac{5}{3}u^2\left[\frac{l_2^3 - (l_2 - a)^3}{[l_2^2 - (l_2 - a)^2]^2} + \frac{(L - l_1)^3 - (a - l_1)^3}{[(L - l_1)^2 - (a - l_1)^2]^2}\right] + \frac{5}{2}(\lambda - l) = 0$$

La dernière équation donne u, les 4 premières donnent F, f, l_2, l_1, on peut donc déterminer la nouvelle forme prise par le câble sous l'effet de la charge locale P occupant n'importe quelle position sur le pont.

CHAPITRE II.

TYPE DU BROOKLYN.

---

17. Description. — Le pont de Brooklyn est donné FIG. 24, 25 et 26 ; il relie New-York à Brooklyn par-dessus l'East-River.

La travée principale, celle qui franchit la rivière, a une portée d'axe à axe de $486^{m},63$; la longueur de la partie suspendue est de $1{,}053^{m},93$; la longueur totale de l'ouvrage est de $1{,}825^{m},40$ y compris les viaducs d'accès en maçonnerie.

Le tablier du pont a une largeur totale de 25 mètres (FIG. 26) ; il est divisé en cinq compartiments, le compartiment central K est surélevé et est réservé aux piétons, les deux compartiments latéraux L servent aux véhicules d'un chemin de fer à locomotives légères, enfin les deux compartiments extérieurs M servent aux chariots, charrettes, voitures et aux deux voies d'un tramway à trolley.

Le tablier est supporté par quatre gros câbles de 40 centimètres de diamètre et, en outre, par une série de haubans qui, au nombre de 25 de chaque côté, le relient directement au sommet des piles ; le premier hauban rejoint le tablier à 21 mètres de l'axe de la tour et le dernier à 126 mètres ; les 12 premiers haubans à partir de la tour sont attachés à des barres à œil scellées dans la maçonnerie du haut de la tour, les 8 suivants sont attachés à des bossages venus de fonte avec les plaques formant selles sur le sommet des tours et les 5 derniers passent sur ces selles pour rejoindre le tablier de la travée correspondante de rive.

Il y a six poutres raidissantes, 4 de $5^{m},375$ et 2 de $3^{m},048$, elles sont encastrées aux extrémités dans les maçonneries des tours et sont munies au milieu d'un joint glissant pour permettre les effets de la variation de la température.

La flèche des câbles est de 38 mètres, celle du tablier $5^{m},50$; la hauteur libre sous la partie centrale du tablier est de $41^{m},17$.

La surcharge totale que le pont peut être appelé à porter s'élève à 3830 kgs le mètre courant, elle se décompose comme suit :

1° Pour le tablier surélevé K servant exclusivement aux piétons on compte sur un maximum de 250 kgs par mètre carré, ce qui donne par mètre courant $250 \times 4^{m}60 = 1150$ kgs.

2° Pour les deux tabliers L qui chacun portent une voie de chemin de fer, on compte qu'un train se compose d'un car moteur de 40000 k. et 3 voitures chacune de 25400 kgs, soit au total 116200 kgs ; la vitesse admise est de 18 kilomt. à

FIG. 26

Coupe G.H.

FIG. 25

Coupe EF

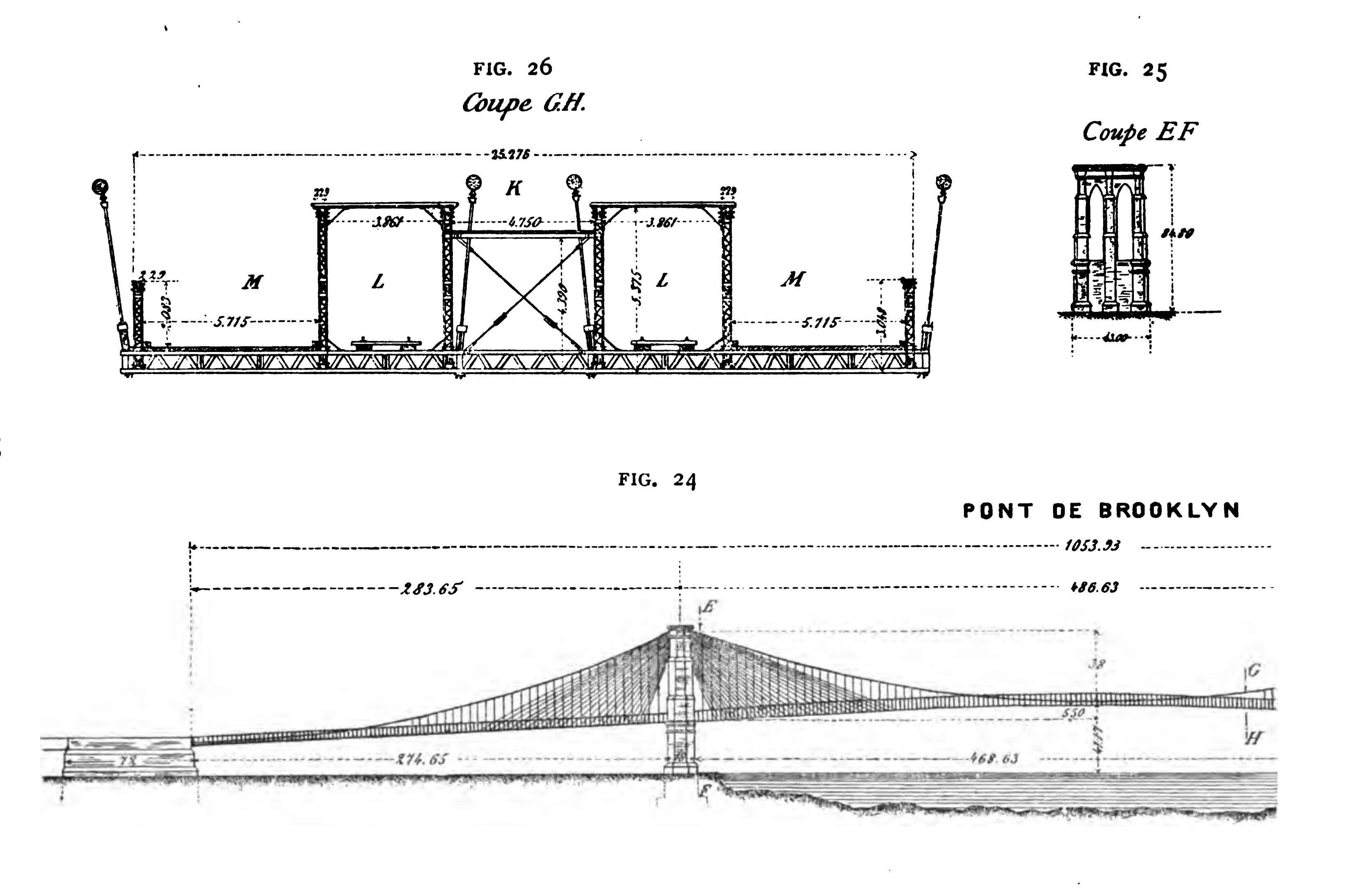


FIG. 24

PONT DE BROOKLYN

l'heure soit 5 mt. à la seconde et les trains marchent à 45 secondes d'intervalle, donc occupent chacun une longueur de pont de $45 \times 5 = 225$ mt. d'où par mt. courant $116200 : 225 = 520$ kgs, et pour les deux tabliers L, 1040 kgs.

3° L'un des tabliers M porte une double voie de cars à trolley, chaque car en charge pèse 12700 kgs, les cars sont espacés de 31 mt., la charge par mètre courant est donc $12700 : 31 = 410$ kgs soit 820 kgs pour les deux voies.

4° L'autre tablier M est destiné aux voitures et véhicules divers, on suppose deux files continues de véhicules pesant en moyenne 2500 kgs avec l'attelage et occupant une longueur de $6^{m}10$, ce qui donne une charge totale de $2 \times 2500 : 6.1 = 820$ kgs le mètre.

On voit que la surcharge permise pour le pont de Brooklyn est calculée très chichement, on suppose même des espaces libres entre les trains et voitures ; des inspecteurs à demeure sur le pont sont chargés de faire observer ces espacements

Chaque câble a une section résistante de $90000^{m}/_{m}$ carrés et pèse 707 kgs le mètre courant ; les fils d'acier des câbles ont une résistance à la rupture de 125 kgs par $^{m}/_{m}$ carré et une limite d'élasticité de 52 kgs.

Les pièces secondaires du tablier sont en acier laminé dont les caractéristiques sont :

Rupture	49 à 52 kilogr.
Limite d'élasticité . . .	28 kilogr.

Les poids de la travée centrale qui, d'axe à axe des piles, a une longueur de $486^{m}63$, s'établissent comme suit en tonnes :

Gros câbles de suspension	1,450	2,010 T.
Haubans	560	
Tablier proprement dit		2,790
Total de la partie métalique. . .		4,800 T.
Bois du tablier		1,230
Rails et contre-rails en acier		270
Poids mort total.		6,300 T.

Les poids par mètre courant de la travée centrale sont donc :

Partie métallique	$9^{T}9$
Bois et rails	$3\ 1$
Poids mort	$13^{T}0$

Nous venons de voir que la surchage est de 3831 kgs le mètre courant ; le total, poids mort et surcharge, s'élève donc à $16^{T}83$ le mètre courant, soit en chiffres ronds 17^{T}.

Le coût du pont s'est élevé à 77,000,000 de francs se subdivisant comme suit :

Achat des terrains et indemnités.	fr.	19,000,000
Construction du pont et abords.	fr.	58,000,000
Total . . .	fr.	77,000,000

Les travaux de fondation des piles commencèrent en 1869, le pont fut livré à la circulation en 1883.

On a constaté que les variations de température impriment au centre de la travée des déplacements verticaux dont l'amplitude maximum atteint $0^{m}76$.



18. Calcul. — Il est impossible de démêler la façon dont résiste le pont de Brooklyn : les poutres raidissantes et le tablier sont portés par les câbles paraboliques et les haubans, et en sus il y a la complication que la partie attachée aux haubans l'est aussi aux câbles paraboliques, car les tiges de suspension règnent sur toute la longueur du pont contrairement à ce qui a lieu pour le type FIG. 6 ci-avant ; de plus l'équilibre de la travée centrale dépend des travées latérales dont le poids est porté par le prolongement des câbles et haubans de la travée centrale ; il n'est pas possible de voir clair dans le jeu de ces divers facteurs de stabilité et ce d'autant plus que la température a une très grande influence sur ce jeu et le complique d'une façon inextricable. — Ce pont n'est pas seulement hardi, il est téméraire parce que en fait il est incalculable.

Si on suppose que le poids mort et la surcharge sur toute la longueur du pont sont portés par les câbles paraboliques seuls, on a :

$$Q = \frac{pl^2}{2f} = \frac{17 \times \overline{243}^2}{2 \times 38} = 13208 \text{ tonnes}$$

$$R = \frac{pl^2}{2f}\sqrt{1 + \frac{4f^2}{l^2}} = \frac{pl^2}{2f} \times 1.05 = 13868 \text{ tonnes}$$

d'où par millim. carré de section des câbles : $\frac{13868}{4 \times 90000} = 38.5$

le coefficient de sécurité évalué sur la rupture est donc : $\frac{125}{38.5} = 3.25$

et sur la limite d'élasticité $\frac{52}{38.5} = 1.4$

ces coefficients sont évidemment augmentés du chef de l'intervention des haubans, mais il est impossible de savoir dans quelle proportion, et ce d'autant plus que cette proportion est fortement influencée par l'état de la température, voir ci-avant le n° 9. Quant à évaluer les effets d'une surcharge inégalement répartie, ou les effets de la température, ou ceux du réglage des haubans et des tiges de suspension aux câbles paraboliques, il faut y renoncer.



19. Accident. — Au surplus ce pont a déjà clairement fait voir les incertitudes de sa stabilité : le 29 juillet 1898 la journée était exceptionnellement chaude et dans l'après-midi la circulation sur le pont devint énorme surtout sur la chaussée sud qui sert à la communication dans le sens de Brooklyn à New-York; vers 6 h. du soir un cheval attelé à une voiture tomba frappé d'insolation dans la travée centrale à 60 mt. environ de la tour du côté Brooklyn, il en résulta un arrêt immédiat de la circulation et un encombrement tel de véhicules de toutes sortes qu'on a pu estimer la charge qui s'est produite au triple de la charge normale, tandis que la partie symétrique de l'autre côté du pont avait probablement alors à supporter moins que la charge moyenne ; à ce moment le tablier éprouva un violent soubresaut, et on entendit un bruit assez fort semblant indiquer la rupture de quelque partie de la construction ; une panique était imminente et avec tout autre public qu'un public américain elle se fût certainement produite, alors c'eût été un sauve-qui-peut général, une course éperdue dans tous les sens et les effets dynamiques imprimés au pont eussent probablement entraîné sa rupture complète ; heureusement le public resta calme, on fit évacuer le pont et on procéda à un examen minutieux ; cet examen fit reconnaître que les poutres bordant la partie où s'était produite l'obstruction étaient voilées à leur partie inférieure, qu'une traverse était brisée et que six des haubans étaient déplacés sur les selles d'ancrage qui elles-mêmes avaient glissé dans la maçonnerie de 12 à 130 millimt. ; en somme aucune avarie majeure, le pont put facilement être remis en état, mais l'avertissement est des plus sérieux.

L'accident est évidemment dû à un défaut d'harmonie dans le fonctionnement statique des poutres, des haubans et des câbles paraboliques, défaut d'harmonie dû principalement aux dilatations des pièces et peut-être aussi à un déréglage : de ce chef les effets des charges se sont concentrés sur certains haubans dont les ancrages n'ont heureusement cédé qu'en partie, ce qui probablement a rétabli une harmonie suffisante dans l'équilibre des diverses pièces ; si les ancrages avaient cédé complètement ce pouvait être la catastrophe finale.

C'est pour éviter ce manque d'harmonie et ses conséquences et rendre la construction calculable que dans le nouveau pont de *Williamsburg* (voir ci-après le chap. III), qui est de même importance que celui de Brooklyn, on a supprimé les haubans de la travée centrale et les contre-haubans des travées latérales, de plus les câbles de retenue de celles-ci ne portent rien, leur seul rôle est d'équilibrer les tractions des câbles paraboliques de la travée centrale, le système est donc notablement plus simple.

CHAPITRE III

TYPE DE WILLIAMSBURG

---

§ 1. Description.

20. Le dernier pont suspendu important exécuté est celui de Williamsburg (FIG. 27-29) inauguré au commencement de 1904 ; il est situé non loin de celui de Brooklyn et a sensiblement la même longueur de travée centrale, soit 486^m40.

L'ossature résistante de la travée suspendue est réduite à la plus simple expression : 4 câbles paraboliques et deux poutres de raideur suspendues à ces câbles, il n'y a pas de haubans ; les câbles d'amarrage continuent les câbles paraboliques et leur seul rôle consiste à les équilibrer, ils ne supportent pas les travées latérales, celles-ci sont portées par des poutres ordinaires indépendantes de la travée suspendue.

On a supprimé les haubans parce qu'ils compliquent la construction et que leur rôle dans la stabilité du pont est très difficile et même impossible à démêler et à soumettre au calcul et que d'ailleurs ce rôle est fortement influencé par les variations de température, on a préféré réaliser la rigidité au moyen des deux seules poutres de raideur, c'est un système plus simple, plus clair, mieux calculable et par le fait plus certain. C'est pour un motif analogue que les câbles d'amarrage ne portent pas le tablier des travées latérales, leur rôle est réduit à une seule fonction : équilibrer la traction des câbles paraboliques et rien d'autre ; ce dispositif a encore pour avantage que les charges des travées latérales n'ont aucune influence sur la stabilité de la travée centrale et vice-versa.

Les 4 câbles ont chacun 0^m44 de diamètre et une flèche de 54 mt. ; les poutres de raideur ont une hauteur de 12^m20 entre les centres de gravité des brides et une flèche de 6 mètres, elles sont en treillis triple à nœuds complètement rivés, les Américains ont donc abandonné leur système à nœuds articulés.

Le pont de Williamsburg a été établi pour des surcharges beaucoup plus élevées que le pont de Brooklyn, voici les chiffres par mètre courant (voir la FIG. 28) :

2 voies de chemin de fer (elevated)	1650 kgs.
4 lignes de tramway	1800
2 voies charretières de 6 mètres de largeur chacune.	1900
2 trottoirs de $3^{m}19$ pour piétons et $2^{m}12$ pour cyclistes. . . .	1000
Total.	6350 kgs.

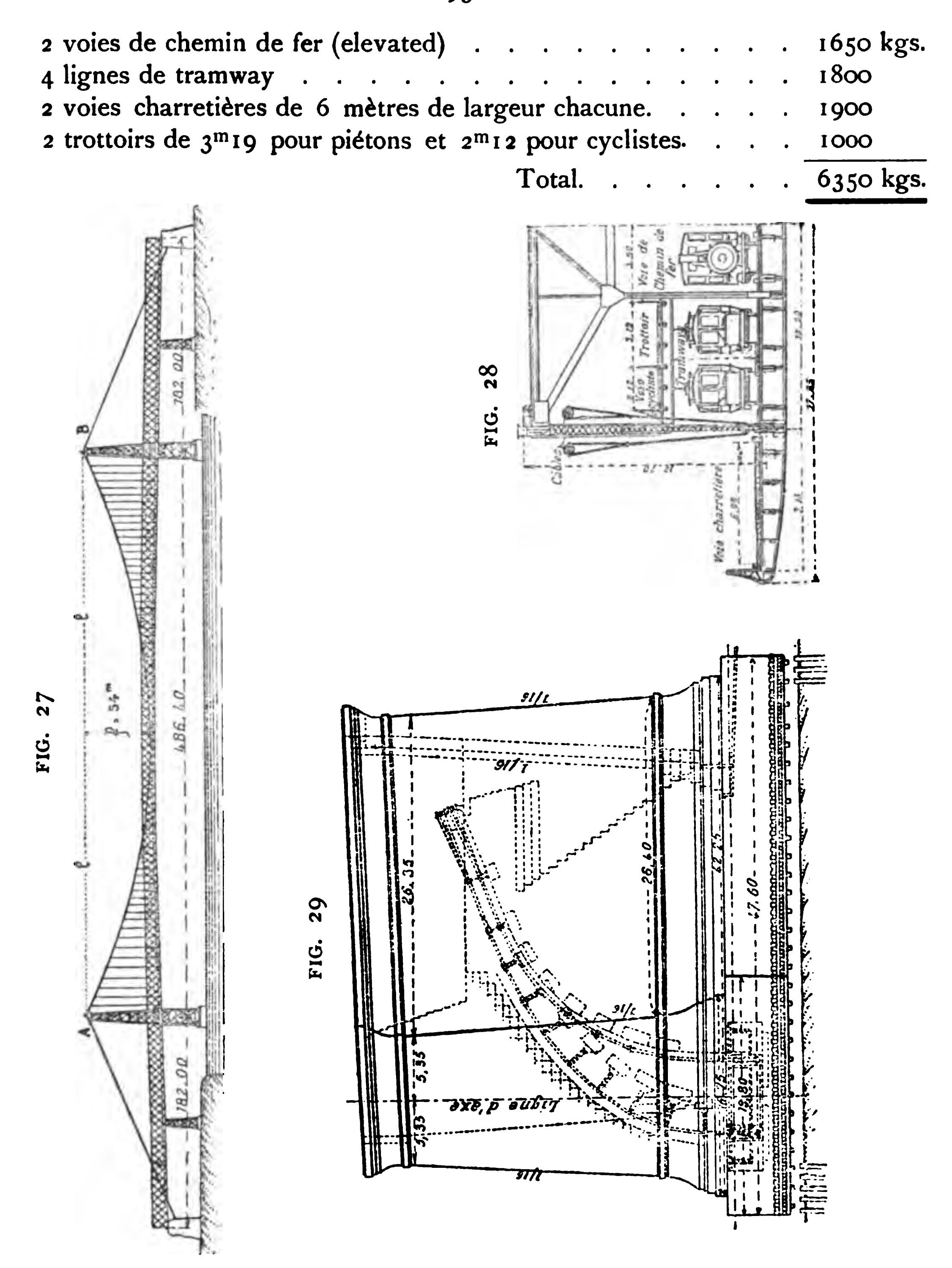

FIG. 27

FIG. 28

FIG. 29

La largeur totale du tablier est de $34^{m}70$; les chaussées sont en pavage de bois sur béton.

Voici le détail du poids de métal entrant dans la travée suspendue avec ses câbles d'amarrages et les ancrages de ceux-ci :

Câbles paraboliques, câbles d'amarrage et suspensions aux câbles .	5000^T
Ancrages	3100^T
Poutres de raideur, traverses, contreventement, pour la travée centrale	5500^T
Deux pylônes métalliques	6096^T
Total.	19696^T

soit par mètre courant : $\frac{19696}{486} = 40.^T5$

Le poids mort réellement porté par les câbles paraboliques est d'environ 20^T par mètre courant, y ajoutant la charge d'épreuve on a 26^T 350, soit en chiffres ronds 27^T.

La dépense de construction du pont proprement dit, c'est-à-dire la travée centrale avec les travées de rive, y compris culées et piles, est de 31 millions de francs ; le coût total y compris les viaducs d'accès, mais non compris les indemnités de terrain, s'élève à 55 millions.

§ 2. Calcul des câbles.

21. On détermine la section des câbles paraboliques et d'amarrage en supposant que les poutres de raideur ne portent rien, on admet donc que la charge totale (poids mort et surcharge d'épreuve recouvrant tout le pont) est supportée par les seuls câbles paraboliques ; appliquant les formules du chap. I, § 2, n° 4 ci-avant on a :

$$Q = \frac{pl^2}{2f} = \frac{27^T \times \overline{243.2}^2}{2 \times 54} = 14786^T$$

$$R = \frac{pl}{2f}\sqrt{4f^2 + l^2} = \frac{27 \times 243.2}{2 \times 54}\sqrt{4 \times \overline{54}^2 + \overline{243.2}^2} = 16178^T$$

Chaque câble est composé de 37 torons, chacun de 208 fils d'acier de 4.87 millim. de diamètre, soit 18.62 millim. carrés ; la section totale résistante des 4 câbles est donc :

$$4 \times 37 \times 208 \times 18{,}62 = 573198 \text{ millim. carrés.}$$

et la fatigue par millimètre carré est de : $\frac{16178000}{573198} = 28$ kgs.

La charge de rupture de l'acier de ces câbles est de 140 kgs par millim. carré et la limite d'élasticité de 80 kgs ; ces câbles ont coûté 1,75 fr. le kilogr.

Les câbles d'amarrages se calculent comme il est dit au n° 6 ci-avant.

§ 3. Fatigue et déformation des poutres de raideur.

22. Pour le calcul des poutres de raideur nous suivrons la méthode indiquée par Ritter il y a une trentaine d'années, c'est encore l'une des meilleures aujourd'hui et elle est relativement simple (1).

Pour établir les formules nous supposerons que les points A B d'extrémité des câbles paraboliques (FIG. 27) sont d'une fixité absolue ; ci-après au § 4 nous tiendrons compte de la mobilité de A et B du chef de la dilatation ou contraction des câbles d'amarrage ; les câbles paraboliques passent sur les châssis A et B et forment les câbles d'amarrage. Soit : $2l$ la portée de la travée suspendue

f la flèche des câbles paraboliques (on la détermine à priori)

Ω leur section totale déterminée comme ci-dessus

E le module d'élasticité de ces câbles

Soit : Ω_1 la section totale des 4 brides des poutres de raideur, cette section est encore inconnue (on la détermine par tâtonnement)

h la hauteur des poutres de raideur, on se la donne à priori, on prend de 1/6 à 1/4 de la flèche des câbles, au Williamsburg $h = 12^{m}20$.

E_1 le module d'élasticité des poutres

$I_1 = \Omega_1 \left(\frac{h}{2}\right)^2 = \frac{\Omega_1 h^2}{4}$ leur moment d'inertie

$\frac{I_1}{v} = \frac{\Omega_1 h}{2}$ leur module de flexion.

Nous avons dit ci-dessus que les câbles paraboliques sont calculés pour porter tout le poids mort et en sus la surcharge recouvrant tout le pont, les poutres de raideur sembleraient donc ne devoir intervenir que pour les surcharges partielles mais dans la réalité elles interviennent et fatiguent lorsque la surcharge est complète : en effet on règle les tiges de suspension des poutres aux câbles de façon que sous le poids mort les poutres aient leur flèche d'éxécution à l'atelier, c'est-à-dire ne fatiguent pas du tout, or lorsque la surcharge est complète la flèche des câbles augmente, celle des poutres diminue et par conséquent celles-ci subissent une fatigue.

Nous avons donc à calculer la fatigue des poutres de raideur dans 3 cas :

1° Pour la surcharge complète.

2° Pour la surcharge partielle.

3° Enfin du chef de la variation de flèche du câble provoquée par la température.

---

(1) Sur le calcul des ponts suspendus avec poutre de raideur on peut aussi consulter le Tome II du *Cours de Ponts Métalliques* de Mr Resal, 1912. — Et encore les intéressants mémoires de MM^rs les ingénieurs Descans et Rimbaut dans les *Annales des Travaux publics de Belgique* de février, avril et juin 1913.

La section Ω_1 des brides des poutres se détermine par tâtonnement, dans la réalité Ω_1 varie de une à deux fois la section Ω des câbles.



23. Surcharge complète. — La surcharge p par unité recouvre toute la travée suspendue, elle se partage entre les câbles et les poutres de raideur : soit $n.p$ la portion par unité courante portée par les câbles et $(1-n)p$ celle portée par les poutres de raideur ; la traction sur les câbles en leur point bas est :

$$Q = n.p\frac{l^2}{2f}$$

en leur point haut elle est R, mais nous supposerons par approximation que $R = Q$, donc que la traction Q est constante d'un bout à l'autre des câbles ; leur fatigue a pour expression :

$$t = \frac{n.pl^2}{2f\Omega}$$

l'allongement par unité qui en résulte est :

$$i = \frac{n.pl^2}{2Ef\Omega}$$

d'où une augmentation de flèche (voir la formule (5) du n° 12), le i ci-dessus est le a de cette formule, nous avons donc :

$$\Delta f = \frac{3}{4}.\frac{n.pl^2}{2Ef\Omega}.\frac{l^2}{f} = \frac{3}{8}.\frac{n.pl^4}{E\Omega f^2}$$

Les poutres de raideur portent $(1-n)p$ uniformément réparti, d'où pour l'expression de la fatigue maximum

$$t = \frac{(1-n)phl^2}{4I_1} = \frac{(1-n)pl^2}{\Omega_1 h}$$

et par conséquent l'expression de la flèche de ces poutres est : (voir n° 149 du Tome I)

$$\Delta f = \frac{5l^2}{6E_1 h}t = \frac{5l^2}{6E_1 h}.\frac{(1-n)pl^2}{\Omega_1 h} = \frac{5(1-n)pl^4}{6E_1\Omega_1 h^2}$$

Égalant les deux expressions de la flèche Δf on en tire

$$\frac{3npl^4}{8E\Omega f^2} = \frac{5(1-n)pl^4}{6E_1\Omega_1 h^2} \qquad \text{d'où} \qquad n = \frac{1}{1 + \frac{9E_1\Omega_1}{20E\Omega}\left(\frac{h}{f}\right)^2}$$

La valeur de E_1 qui est le coefficient d'élasticité de flexion d'une poutre rivée

est assez incertaine, elle peut varier de 17000 à 14000 et même sortir de ces limites (voir Tome I, n° 126) ; la valeur de E qui est le coefficient d'élasticité des fils d'acier des câbles peut varier de 20000 à 23000 ; introduisant ces diverses valeurs de E_1 et E on trouve $\frac{9E_1}{20E} = (0.32, 0.28, 0.38, 0.33)$, ce qui permet de poser en moyenne : $\frac{9E_1}{20E} = \frac{1}{3}$; et l'expression ci-dessus de n devient $n = \frac{1}{3 + \frac{\Omega_1}{\Omega} \cdot \left(\frac{h}{f}\right)^2}$

Dans le cas du pont de Williamsburg on a : $\left(\frac{h}{f}\right)^2 = \left(\frac{12^m20}{54}\right) = \frac{148.84}{2916} = \frac{1}{20}$

il est à noter qu'on peut sans erreur pratique se permettre cette approximation à cause de l'incertitude des valeurs de E_1 et de E ; nous avons donc pour ce pont

$$n = \frac{3}{3 + \frac{\Omega_1}{20\Omega}} = \frac{60}{60 + \frac{\Omega_1}{\Omega}}$$

Le rapport de Ω_1 à Ω varie généralement de 1 à 2 ; pour :

$$\frac{\Omega_1}{\Omega} = 1 \qquad \text{on a} \qquad n = 0{,}983$$

$$\frac{\Omega_1}{\Omega} = 2 \qquad \text{on a} \qquad n = 0{,}968$$

On voit donc que, pour la surcharge complète, les poutres de raideur porteront de 0,017 p à 0,032 p par mètre courant, selon le rapport existant entre Ω_1 et Ω. Penons $\Omega_1 = \Omega$, la fatigue t provoquée dans les poutres de raideur sera :

$$t = \frac{0{,}017 pl^2}{\Omega_1 h} = \frac{0{,}017 \times 6350 \times \overline{243{,}2}^2}{0{,}573 \times 12{,}2} = \frac{108^k \times \overline{243{,}2}^2}{0{,}573 \times 12{,}2} = 913800$$

soit 0^k9 par millimètre carré de section.

Si le poids mort n'était entièrement porté par les câbles, en d'autres termes si le réglage n'était pas fait comme dit ci-dessus, s'il était réparti, dans la même proportion que la surcharge, entre les câbles et les poutres de raideur, la fatigue totale de celles-ci atteindrait : $t = 0^k9 \times \frac{27^T}{6{,}35} = 3^k9$



24. Flèche. — L'expression de la flèche prise par les poutres de raideur sous l'effet de la portion de surcharge qu'elles portent est (voir le n° 23) :

$$\Delta f = \frac{5 l^2 t}{6 E_1 h} = \frac{5 \times \overline{243200}^2 \times 0^k9}{6 \times 16000 \times 12200} = 227 \text{ millimètres}$$

A titre de vérification, évaluons la flèche en partant de la formule des câbles, formule (4') du n° 11 :

$$\Delta f = \frac{3npl^4}{8E\Omega f^2} = \frac{3(6350 - 108) \times \overline{243,2^2}}{8E \times 0,573} \times \left(\frac{l}{f}\right)^2$$

Nous avons pris ci-dessus pour les poutres $E_1 = 16000$ et comme nos résultats sont basés sur $\frac{9E_1}{20E} = \frac{1}{3}$; nous avons : $E = \frac{27E_1}{20} = 21600$ d'où $\Delta f = 0,^{m}227$

Nous avons fait notre premier calcul de Δf en prenant le millimt. comme unité, et notre second en prenant le mètre, ce afin d'habituer à la manipulation des chiffres.

Il est à remarquer que la flèche varie considérablement selon le rapport existant entre E_1 et E.



25. Élévation de température. — Supposons une élévation de température de $t°$ donnant un allongement a de l'unité de longueur du câble, de ce chef la flèche du câble augmentera de (voir form. 5 du n° 12) : $\frac{3l^2}{4f}.a$
mais les poutres de raideur plient de toute la quantité dont les câbles cèdent, et, admettant que la forme de ceux-ci reste parabolique du second degré (1), l'action entre les câbles et les poutres sera une force uniforme par unité courante s'étendant sur toute la longueur de la travée, donc la force qui fait plier les poutres est une charge uniforme complète, soit q sa valeur par unité courante, cette charge vient en déduction de celle qui primitivement agissait sur les câbles et de ce chef la flèche de ceux-ci diminue de (voir formule 4' du n° 11) : $\frac{3ql^4}{8E\Omega f^2}$

en définitive l'augmentation de flèche des câbles est : $\Delta f = \frac{3al^2}{4f} - \frac{3ql^4}{8E\Omega f^2}$

La flèche prise par les poutres de raideur sous l'action de la charge q a pour expression :

$$\frac{5q(2l)^4}{384E_1I_1} = \frac{5ql^4}{24E_1I_1} = \frac{5ql^4}{6E_1\Omega_1h^2}$$

et on a l'égalité :

---

(1) Cela n'est qu'approximatif, car la variation de forme des câbles est égale aux ordonnées de l'élastique des poutres de raideur, mais comme ces ordonnées sont faibles comparées à celle de la parabole primitive des câbles on peut sans erreur pratique admettre qu'après déformation les câbles ont encore la forme d'une parabole du 2° degré, forme qui indique qu'ils sont sollicités par une charge uniforme complète sur toute la longueur $2l$, (voir le n° 4 ci-avant).

(1) $$\frac{3al^2}{4f} - \frac{3ql^4}{8E\Omega f^2} = \frac{5ql^4}{6E_1\Omega_1 h^2}$$ d'où (2) $$q = \frac{2aE\Omega f}{l^2\left[1 + \frac{20E}{9E_1}\cdot\frac{\Omega f^2}{\Omega_1 h^2}\right]}$$

la fatigue t provoquée par q dans les poutres de raideur est donnée par l'expression

$$t\frac{I_1}{v} = \frac{q(2l)^2}{8} \qquad \text{ou bien} \qquad t\frac{\Omega_1 h}{2} = \frac{ql^2}{2}$$

remplaçant q par sa valeur ci-dessus on obtient : $t = \dfrac{2aE\Omega f}{\Omega_1 h\left[1 + \frac{20E}{9E_1}\cdot\frac{\Omega f^2}{\Omega_1 h^2}\right]}$

Remplaçant $\frac{20E}{9E_1}$ par le coefficient 3 trouvé ci-dessus au n° 23, les expressions de q et t deviennent :

$$q = \frac{2aE\Omega f}{l^2\left[1 + \frac{3\Omega f^2}{\Omega_1 h^2}\right]} \qquad t = \frac{2aE\Omega f}{\Omega_1 h\left[1 + \frac{3\Omega f^2}{\Omega_1 h^2}\right]}$$

Supposons que le pont ait été monté à la température moyenne et qu'il puisse subir une variation de 41°, nous avons : $a = 41 \times 0{,}0000122 = \frac{1}{2000}$ et prenant $E = 22000$ ce qui correspond à $E_1 = 16300$, les deux formules deviennent

$$q = \frac{22\Omega f}{l^2\left[1 + 3\frac{\Omega}{\Omega_1}\left(\frac{f}{h}\right)^2\right]} \qquad t = \frac{22\frac{\Omega}{\Omega_1}\frac{f}{h}}{1 + 3\frac{\Omega}{\Omega_1}\left(\frac{f}{h}\right)}$$

or, on peut, sans porter atteinte à l'exactitude pratique des résultats, négliger au dénominateur l'unité devant le 2[d] terme, cela nous donne :

$$q = \frac{22\Omega_1 h^2}{3fl^2} \quad \text{et} \quad (3) \quad t = \frac{22h}{3f} \quad \text{d'où encore} \quad (4) \quad q = t\frac{\Omega_1 h}{l^2}$$

On voit que la fatigue t des poutres de raideur est indépendante de leur section ainsi que de la section des câbles. Dans le cas du pont de Williamsburg on a :

$l = 243^m200$ $f = 54^m$ $h = 12^m20$ d'où $t = \dfrac{22 \times 12.2}{3 \times 54} = 1^k66$

et supposant que la section Ω_1 des brides des poutres soit égale à la section Ω du câble, $\Omega_1 = 573000$, on a : $q = \dfrac{1.66 \times 573000 \times 12200}{243200^2} = 0^k200$ par milli. courant.

Donc, dans les conditions posées ci-dessus et pour une augmentation de 41°, les poutres de raideur porteront 200 kilogr. le mètre courant; et si $\Omega_1 = 2 \times 573000$, elles porteront 400 kgs le mètre courant, mais leur fatigue sera toujours 1^k66.

Flèche. — Quant à la flèche, elle est donnée soit par le premier membre, soit par le second membre de l'équation (1), prenons le second et combinant avec (4) nous avons :

$$\Delta f = \frac{5ql^4}{6E_1\Omega_1 h^2} = \frac{5l^2t}{6E_1 h}$$

Nous avons admis ci-dessus pour E la valeur 22000, d'où en vertu de la relation $27E_1 = 20E$ trouvée au n° 23 : $E_1 = \frac{20 \times 22000}{27}$ et substituant nous obtenons

$$\Delta f = \frac{5 \times \overline{243200}^2 \times 1.66}{6 \times \frac{20 \times 22000}{27} \times 12200} = 412 \text{ millimètres}$$

En définitive, pour une augmentation de température de 41° le pont fléchit de 412 millimètres et les poutres de raideur fatiguent à raison de 1^k66 par mill. carré, et ces résultats sont indépendants de Ω_1 et Ω c'est-à-dire que l'influence de la valeur de ces sections est tellement faible qu'elle est pratiquement négligeable.

S'il n'y avait pas de poutre de raideur, l'équation (1) ci-avant prouve que la flèche des câbles serait très peu différente de celle ci-dessus, en effet dans le cas des câbles seuls on a :

$$\Delta f = \frac{3al^2}{4f} = \frac{3 \times \overline{243200}^2}{2000 \times 4 \times 54000} = 411 \text{ millimètres}$$

en réalité il faudrait trouver plus que les 412 millimètres obtenus ci-dessus pour les poutres de raideur, l'équation (1) prouve qu'il faudrait trouver 6 à 7 millimètres de plus, l'erreur du résultat provient de ce que pour passer de l'équation (1) à la valeur de t donnée par l'exp. (3) on a introduit des approximations.

⁂

26. Abaissement de température. — Soit un abaissement de température $t°$, il en résulte une diminution de flèche du câble, cette diminution a pour expression $\frac{3l^2}{4f} \cdot a$ mais comme la poutre de raideur est maintenue sur la culée et ne peut s'en détacher elle plie vers le haut et agit sur le câble à la façon d'une charge uniforme dont nous désignerons par q la valeur encore inconnue, de ce chef la flèche du câble augmente de : $\frac{3ql^4}{8E\Omega f^2}$ Quant à la poutre elle est sollicitée

vers le haut par la force q et elle prend une flèche $\frac{5ql^4}{6E_1\Omega_1 h^2}$ d'où l'égalité

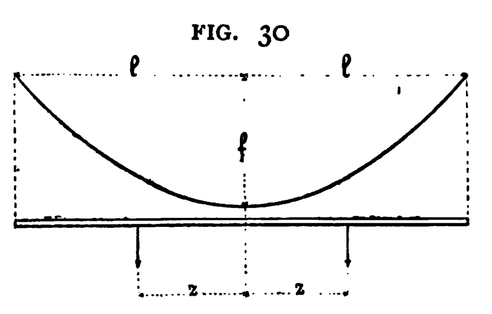
$$\frac{3al^2}{4f} - \frac{3ql^4}{8E\Omega f^2} = \frac{5ql^4}{6E_1\Omega_1 h^2} \text{ d'où } q = \frac{2aE\Omega f}{l^2\left[1 + \frac{20}{9}\frac{E}{E_1}\frac{\Omega f^2}{\Omega_1 h^2}\right]}$$

Ce sont exactement les mêmes raisonnements et les mêmes formules que ci-dessus au n° 25 ; il n'y a pas lieu de développer plus longuement.

⁂

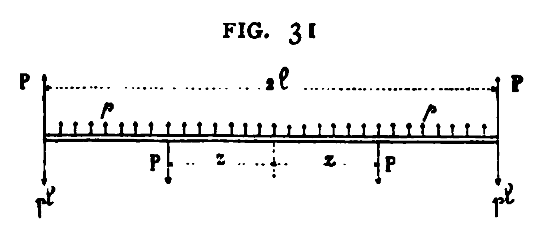
27. Charges locales. — La travée porte deux charges locales P symétriques par rapport au milieu du pont (FIG. 30). — L'inflexion des poutres de raideur est faible, elle n'influence que très faiblement la forme parabolique des câbles, et à titre d'approximation (qui au point de vue pratique est une exactitude) nous admettons que leur courbure reste en forme de parabole du second degré, d'où il résulte que l'effet des 2 charges P sur les câbles est celui d'une charge uniforme complète de valeur p par unité courante horizontale (1). — Sous cette charge p les câbles prennent une flèche, voir formule (4') du n° 11 :

FIG. 30



$$\Delta f = \frac{3pl^4}{8E\Omega f^2}.$$

FIG. 31



La sollicitation des poutres de raideur est donnée par la FIG. 31 ; sous l'effet des deux charges symétriques P elles prennent en leur milieu une flèche (voir Tome I, n° 134) :

$$\frac{P}{6E_1I_1}(2l^3 - 3lz^2 + z^3)$$

et sous l'effet de la réaction uniforme p des câbles elles prendront une contre-flèche, c'est-à-dire une flèche vers le haut $\frac{5pl^4}{24E_1I_1}$ d'où l'équation :

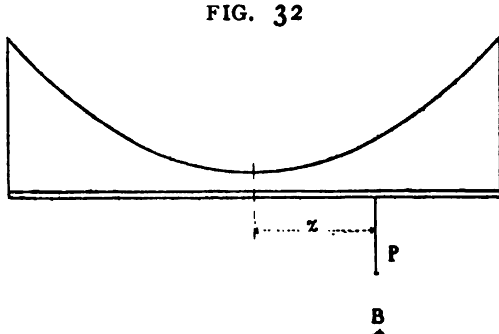
$$(1) \qquad \frac{3pl^4}{8E\Omega f^2} = \frac{P}{6E_1I_1}(2l^3 - 3lz^2 + z^3) - \frac{5pl^4}{24E_1I_1}$$

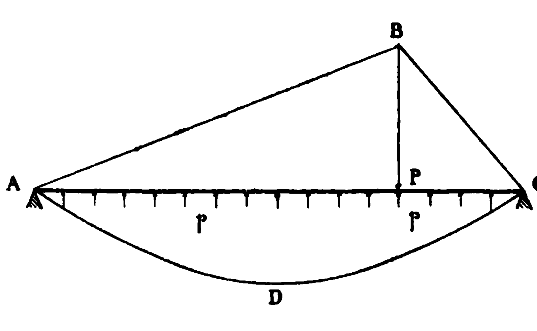
qui nous donne en remplaçant I_1 par sa valeur du n° 22 :

(1) Voir la note du n° 25.

(2) $$p = \frac{(2l^3 - 3lz^2 + z^3)\,P}{\frac{5l^4}{4}\left(1 + \frac{9E_1I_1}{5E\Omega f^2}\right)} = \frac{4(2l^3 - 3lz^2 + z^3)P}{5l^4\left(1 + \frac{9E_1\Omega_1 h^2}{20E\Omega f^2}\right)}$$

FIG. 32





Voilà la valeur de l'action p sur les câbles due aux deux charges P ; comme chacune de ces charges a évidemment la même influence, il en résulte que s'il n'y en a qu'une la valeur de la charge uniforme p sur les câbles est moitié de l'expression ci-dessus, donc dans le cas de la FIG. 32 on a :

(3) $$p = \frac{2(2l^3 - 3lz^2 + z^3)\,P}{5l^4\left(1 + \frac{9E_1\Omega_1 h^2}{20E\Omega f^2}\right)}$$

ci-avant au n° 23, nous avons vu que $\frac{20E}{9E_1} = 3$ l'expression de p devient donc :

$$p = \frac{2(2l^3 - 3lz^2 + z^3)P}{5l^4\left(1 + \frac{\Omega_1 h^2}{3\Omega f^2}\right)}$$

d'où (4) $$p = \frac{6(2l^3 - 3lz^2 + z^3)P}{5l^4\left(3 + \frac{\Omega_1}{\Omega}\cdot\frac{h^2}{f^2}\right)}$$

ou encore (5) $$p = \frac{6(l - z)\,(2l^2 + 2lz - z^2)P}{5l^4\left(3 + \frac{\Omega_1}{\Omega}\cdot\frac{h^2}{f^2}\right)}$$

Les poutres de raideur sont donc soumises à une charge verticale P dirigée vers le bas et à une action verticale uniforme p dirigée vers le haut, le diagramme des moments fléchissants est le triangle ABC moins la parabole ADC (FIG. 32) et celui des efforts tranchants est figuré en-dessous.

Exécutant ces tracés pour diverses positions de P on peut en déduire le diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants maxima lorsque la charge P franchit le pont.

Il faudra évidemment pour pouvoir effectuer ces calculs se donner à priori et par tâtonnement le rapport $\frac{\Omega_1}{\Omega}$, d'où on déduit Ω_1 puisque Ω est calculé déjà par la formule du n° 4 ; on pourra donc déterminer les fatigues maxima des poutres

de raideur lorsque P voyage d'un bout à l'autre de la travée, et chiffrant soit le premier soit le second membre de l'équation (1) ci-dessus, on aura la flèche du pont pour les diverses positions de P.

Si la charge P est au milieu de la travée on a : $p = \dfrac{12P}{5l\left(3 + \dfrac{\Omega_1}{\Omega}\dfrac{h^2}{f^2}\right)}$

Supposons que nous ayons un pont pour lequel

$$\frac{\Omega_1}{\Omega} = 1 \qquad \text{et} \qquad \frac{h^2}{f^2} = \frac{1}{20} \qquad \text{nous obtiendrons :} \qquad p = \frac{48P}{61l}$$

et pour $\Omega_1 = 2\Omega$ nous aurons $p = \dfrac{24P}{31l}$

Dans ce dernier cas le moment fléchissant au milieu des poutres de raideur a pour valeur :

$$M = +\frac{Pl}{2} - \frac{24P}{31l}\cdot\frac{l^2}{2} = +\frac{7Pl}{62}$$

On voit donc que du chef de la suspension aux câbles le moment fléchissant dans les poutres de raideur tombe de $\dfrac{Pl}{2}$ à $\dfrac{7Pl}{62}$.



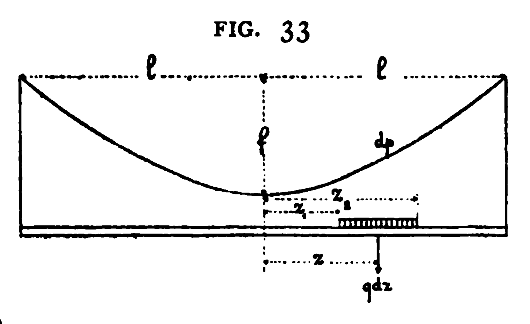
Supposons $2l = 200$, $\Omega_1 = 2\Omega$ et $f^2 = 20h^2$, nous avons :

pour	$z = 0$	$p = \dfrac{1{,}2P}{155}$	pour	$z = 60$	$p = \dfrac{0{,}6816P}{155}$
	$z = 20$	$p = \dfrac{1{,}1328P}{155}$		$z = 80$	$p = \dfrac{0{,}3552P}{155}$
	$z = 40$	$p = \dfrac{0{,}9504P}{155}$		$z = 100$	$p = 0$

* * *

28. Surcharge uniforme partielle. — La travée porte une charge uniforme q par unité courante s'étendant depuis z_1 jusque z_2 (FIG. 33) ; cette charge uniforme se compose d'une série de charges locales qdz à la distance z ; chaque charge locale qdz provoque sur le câble une action uniforme dp dont l'expression peut se déduire de celle (4) obtenue ci-dessus au n° 27 pour P :

FIG. 33



$$dp = \frac{6(2l^3 - 3lz^2 + z^3)q\,dz}{5l^4\left(3 + \frac{\Omega_1}{\Omega}\frac{h^2}{f^2}\right)}$$ nous pouvons évidemment poser $dp = q\,dn$

dn étant un coefficient de proportionnalité, substituant dans l'expression de dp nous avons

$$dn = \frac{6(2l^3 - 3lz^2 + z^3)dz}{5l^4\left(3 + \frac{\Omega_1}{\Omega}\frac{h^2}{f^2}\right)}$$ et pour q s'étendant de z_1 à z_2 on a $p = q\int_{z_1}^{z_2} dn$ et le coefficient de proportionnalité devient

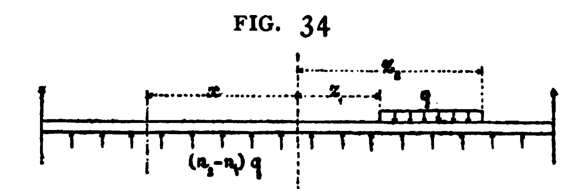
$$n = \int_{z_1}^{z_2} dn = n_2 - n_1 = \int_{z_1}^{z_2} \frac{6(2l^3 - 3lz^2 + z^3)dz}{5l^4\left(3 + \frac{\Omega_1}{\Omega}\frac{h^2}{f^2}\right)} = \frac{6\left[2l^3(z_2 - z_1) - l(z_2^3 - z_1^3) + \frac{1}{4}(z_2^4 - z_1^4)\right]}{5l^4\left(3 + \frac{\Omega_1}{\Omega}\frac{h^2}{f^2}\right)}$$

et si la surcharge q s'étend depuis $z_1 = 0$ jusque $z_2 = l$, on a :

$$n = \frac{3}{2\left(3 + \frac{\Omega_1}{\Omega}\cdot\frac{h^2}{f^2}\right)}$$ et pour q recouvrant toute la travée, on a : $n = \dfrac{3}{3 + \frac{\Omega_1}{\Omega}\cdot\frac{h^2}{f^2}}$

ce qui est la valeur trouvée directement ci-avant au n° 23.

FIG. 34



Si nous isolons les poutres de raideur de leurs câbles nous avons la sollicitation indiquée FIG. 34 : 1° une charge uniforme q s'étendant de z_1 à z_2 et agissant vers le bas ; 2° une charge uniforme $(n_2 - n_1)q$ agissant vers le haut sur toute la longueur de la poutre ; d'où pour valeur du moment fléchissant en la section à la distance x :

$$M_x = \frac{q}{4l}(z_2 - z_1)(2l - z_2 - z_1)(l - x) - ql(n_2 - n_1)(l - x) + \frac{q}{2}(n_2 - n_1)(l - x)^2$$

ou bien $$M_x = \frac{q}{4l}(z_2 - z_1)(2l - z_2 - z_1)(l - x) - \frac{q(n_2 - n_1)}{2}(l^2 - x^2)$$

L'effort tranchant T_x en cette section est :

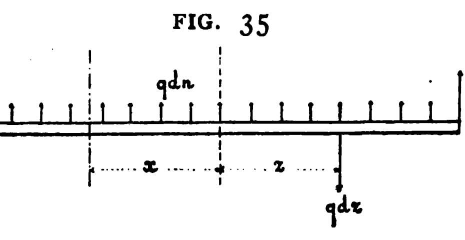
$$T_x = \frac{q}{4l}(z_2 - z_1)(2l - z_2 - z_1) - q(n_2 - n_1)z$$

Ayant M_x et T_x on peut tracer le diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants des poutres de raideur, déterminer leur fatigue et leur déformation, donc résoudre au complet le problème de leur stabilité.



29. Points limites. — Pour faciliter l'étude de la répartition de la surcharge uniforme q donnant en une section quelconque à la distance x du centre de la travée les maxima de M_x et T_x, nous allons déterminer la position de qdz donnant en x un moment nul ou un effort tranchant nul ; la sollicitation des poutres de raideur se présente ainsi que l'indique la FIG. 35 ; nous avons en la section à la distance x du centre :

FIG. 35



$$dM_x = \frac{(l-z)(l-x)}{2l} qdz - \frac{(l^2-x^2)}{2} qdn \qquad dT_x = \frac{(l-z)}{2l} qdz - xqdn$$

remplaçant dn par sa valeur trouvée ci-dessus au n° 27, nous avons :

$$dM_x = \frac{(l-x)(l-z)}{2l}\left[1 - \frac{6(l+x)(2l^2+2lz-z^2)}{5l^3\left(3+\frac{\Omega_1}{\Omega}\cdot\frac{h^2}{f^2}\right)}\right] qdz$$

$$dT_x = \frac{l-z}{2l}\left[1 - \frac{12x(2l^2+2lz-z^2)}{5l^3\left(3+\frac{\Omega_1}{\Omega}\cdot\frac{h^2}{f^2}\right)}\right] qdz$$

La position de qdz pour laquelle dM_x est nul est donnée en égalant à zéro la quantité entre [ ], d'où nous tirons en désignant par u la valeur de z satisfaisant à cette équation :

$$\frac{u}{l} = 1 \pm \sqrt{3 - \frac{5\,l\left(3+\frac{\Omega_1}{\Omega}\frac{h^2}{f^2}\right)}{6\,(l+x)}}$$

Cherchant la position de qdz donnant $dT_x = 0$ et désignant par v la valeur de z satisfaisant à cette équation, nous avons :

$$\frac{v}{l} = 1 \pm \sqrt{3 - \frac{5\,l}{12\,x}\left(3+\frac{\Omega_1}{\Omega}\frac{h^2}{f^2}\right)}$$

Comme u et v ne peuvent jamais être plus grands que l il faut dans ces deux résultats prendre le signe —.

Supposons que nous ayons un pont pour lequel $\frac{\Omega_1}{\Omega} = 2$ et $\left(\frac{h}{f}\right)^2 = \frac{1}{20}$, donc $\frac{\Omega_1}{\Omega}\cdot\left(\frac{h}{f}\right)^2 = 0,1$, ce qui se rapproche des données du pont de Williamsburg, les formules deviennent :

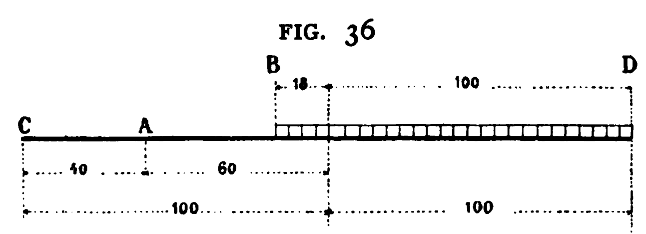
$$\frac{u}{l} = 1 - \sqrt{\frac{5 + 36\frac{x}{l}}{12\left(1 + \frac{x}{l}\right)}} \qquad \frac{v}{l} = 1 - \sqrt{3 - \frac{31}{24\frac{x}{l}}}$$

Nous allons, pour diverses valeurs de x en °/₀ de l, calculer les distances u donnant une valeur nulle pour le moment fléchissant M_x :

Pour $\frac{x}{l} = +1$	$+0{,}80$	$+0{,}60$	$+0{,}40$	$+0{,}29$	$+0{,}20$	$+0{,}10$	0	$-0{,}14$
on a $\frac{u}{l} = -0{,}31$	$-0{,}25$	$-0{,}18$	$-0{,}08$	0	$+0{,}08$	$+0{,}19$	$+0{,}36$	$+1$

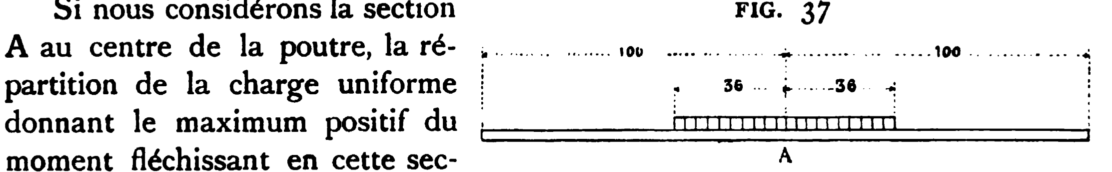
Comme application de ces résultats, recherchons par exemple, la répartition de la charge uniforme donnant en une section A, FIG. 36, le maximum de moment fléchissant : le point limite pour cette section est $u = -0{,}18l$, c'est-à-dire qu'il est à gauche du centre de la poutre et non à droite, le maximum de moment fléchissant négatif en A se produira lorsque la surcharge s'étend de D à B sur la longueur $1{,}18l$, et le maximum de moment positif se produira pour la surcharge s'étendant de B à C.

FIG. 36



Si nous considérons la section A au centre de la poutre, la répartition de la charge uniforme donnant le maximum positif du moment fléchissant en cette section est donnée FIG. 37 ; pour le maximum négatif c'est la répartition complémentaire.

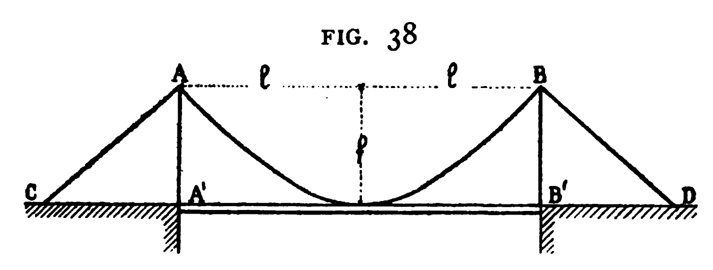
FIG. 37



§ 4. Influence du déplacement des extrémités des câbles paraboliques.

80. Dans tous nos calculs ci-dessus nous avons supposé que les extrémités A et B (FIG. 38) des câbles paraboliques restaient fixes, en réalité elles sont mobiles, car les câbles d'amarrage AC, BD, s'allongent soit sous l'effet des charges soit sous l'effet d'une augmentation de

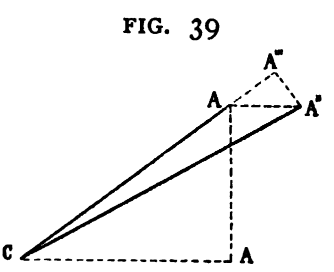
FIG. 38



température et de ce chef les châssis roulants en A et B subissent un certain déplacement dont nous devons tenir compte.

Supposons que du chef de la température le câble d'amarrage AC subisse un allongement AA‴ (FIG. 39), nous tirons du centre C l'arc de cercle A‴ A″ et nous voyons que le point A se déplace suivant l'horizontale de la quantité AA″ que l'on peut aisément calculer ; la demi-corde des câbles paraboliques diminue donc de AA″, soit par unité de $\frac{AA''}{l}$ et nous pouvons par approximation admettre que la variation par unité du câble proprement dit a la même valeur, c'est-à-dire que le coefficient a entrant dans les formules des nos 11, 12, 23, 25, 26, a pour valeur $\frac{AA''}{l}$, il suffit donc d'introduire cette valeur dans ces formules pour avoir l'expression de l'influence de la variation de position des extrémités A et B des câbles paraboliques.

FIG. 39



Supposons que les câbles d'amarrage AC, BD soient inclinés de 45°, nous avons que pour une augmentation de température donnant a par unité, la valeur AA″ est :

$$AA'' = 2a.\,AA' \qquad \text{et} \qquad \frac{AA''}{l} = a.\,\frac{2\,AA'}{l}$$

et prenant AA′ = 60 mètres, $l = 243{,}20$, qui sont les dimensions du pont de Williamsburg, nous avons :

$$\frac{AA''}{l} = a.\,\frac{120}{243.2} = 0{,}49a$$

c'est-à-dire que l'effet de la dilatation des câbles d'amarrage augmente de 49 % la valeur de a à introduire dans la formule (2) du n° 25 et par conséquent augmente de 49 % les valeurs de q et t, charges et fatigues dues à la température.

Le raisonnement sera le même si l'allongement AA″ des câbles d'amarrage se produit sous l'effet de la fatigue, on trouve que la valeur supplémentaire de i à introduire dans les formules des nos 11, 12, 23, 25, 26 a pour expression $\frac{AA''}{l}$.

CHAPITRE IV.

TYPES DIVERS DE PONTS SUSPENDUS SEMI-RIGIDES (1)

81. Les ponts suspendus à arcs rigides sont en fait des ponts en arc renversé, arcs à deux ou trois articulations, nous en avons dit un mot et donné la méthode de calcul en traitant des arcs (voir notre Tome IV, Chap. II, § 14), nous n'avons rien à ajouter. — Ce type a reçu quelques applications.



Au concours préparatoire institué en 1911-13 par la Ville de Cologne, pour

FIG. 40



un pont route sur le Rhin 29 projets ont été présentés, parmi lesquels trois avec poutres de raideur de notre système: travée centrale 222 mèt., deux travées latérales de 115 mèt.

(1) Pour les Ponts suspendus rigides, voir notre Tome IV, Livre IV.

Quatre projets, dont un de notre type FIG. 40 et 40bis, ont été primés et admis au concours définitif ; la FIG. 40 représente la poutre de raideur qui permettait une vue très dégagée sur le Rhin, toutefois on lui a préféré un pont suspendu avec poutres de raideur complètement sous le tablier, de façon que l'obstacle à la vue n'existât dans aucun sens.

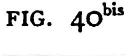
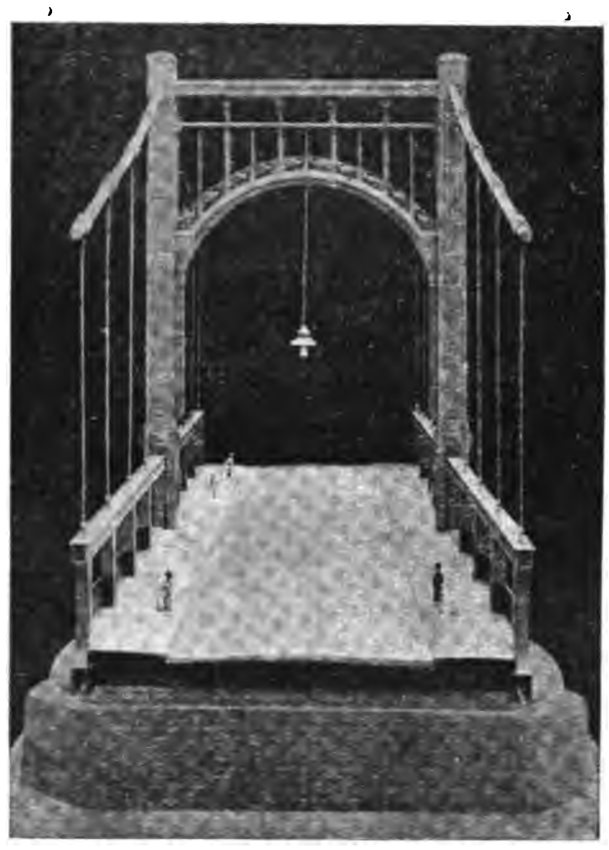
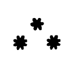


FIG. 40bis





Pont suspendu Gisclard. — La FIG. 41 représente le shéma de la ferme rigide en câbles d'un pont suspendu Gisclard, cette ferme HOH'D'OD est à 3 articulations : deux d'extrémité H et H' auxquelles elle est suspendue et une centrale O ; elle est constituée d'une série de triangles qui tous aboutissent aux articulations supérieures H et H', et comme *la ferme est tracée de façon que les côtés de ces triangles soient toujours sollicités à la traction,* il en résulte qu'ils peuvent être en câbles. — Cette ferme est :

FIG. 41

1° Calculable par la statique parce qu'elle est à 3 articulations et que l'on peut toujours y faire des sections telles que l'on n'ait pas plus de 3 inconnues ; en fait il n'y en a jamais que 2.

2° Étant statiquement déterminée, les efforts que subissent ses éléments ne sont pas influencés par les variations de températures ou les effets de tassements.

3° Enfin elle est indéformable (ce que pratiquement on dit être rigide), car

elle ne subit que les seules déformations pouvant provenir soit des fatigues soit de la température ; bien entendu moyennant intervention des suspensions Ordish dont question ci-après.

Cette ferme est en somme la ferme du Viaur retournée et avec barres d'ancrage (Tome IV, nos 108 à 110), sauf que la triangulation est disposée autrement. La marche des calculs est analogue à celle exposée Tome III, Livre I, nos 28 et suivants et Tome IV, Livre I, Chap. II, § 2.

A cette ferme est suspendu le tablier LL′ par des tiges verticales partant des nœuds D *c b a* O *a′ b′ c′* D′. — La ferme est supportée par les pylônes HL et H′L′ maintenus par des amarrages HR et H′R′ ; la connexion est faite par l'intermédiaire de chariots de dilatation.

Mais pour que la ferme réponde à la condition de *traction partout* mentionnée ci-dessus, il faut que son tracé réponde à certaines conditions : en ce qui concerne les éléments de la membrure inférieure DOD′ et les haubans extrêmes HD et H′D′, il est facile de démontrer par la statique que la condition *traction partout* est toujours remplie quel que soit le tracé DOD′ et quelle que soit la répartition des charges sur le tablier ; mais rien ne prouve *à priori* qu'il en soit de même des divers autres haubans complétant la suspension du pont, une étude plus approfondie démontre, en effet, que ces haubans ne sauraient rester continuellement tendus que si le tracé de la membrure inférieure DOD′ satisfait à certaines conditions bien précises que seul le calcul peut déterminer. Cette détermination dépend non seulement des données particulières imposées par le tracé géométrique de la ferme, mais encore de certaines des relations existant entre le diagramme des surcharges mobiles et celui des charges permanentes ; quelles que soient celles-ci, l'opération dont il s'agit est d'ailleurs toujours possible, et la solution qu'elle comporte conduit généralement à adopter pour le tracé DOD′ un contour polygonal affectant, à très peu près, la forme de celui représenté sur la FIG. 41.

Théoriquement il arrive que, même pour une valeur très élevée du rapport de la surcharge accidentelle au poids mort du pont, les premiers nœuds à partir de l'articulation médiane ne se trouvent que très peu au dessous de l'horizontale passant par cette articulation. Ce n'est qu'à partir du point le plus bas de la membrure inférieure que celle-ci se relève assez rapidement pour aller atteindre le sommet H ou H′ du pylône correspondant qui forme à proprement parler, l'extrémité de cette membrure. Mais, dans la pratique, il y a généralement avantage à ne pas suivre, à partir du point bas, la marche ascendante de cette courbe et à se contenter, à partir de ce même point bas et jusqu'au dernier nœud de la ferme, de tenir la membrure inférieure rectiligne et parallèle à la ligne du tablier ; car de cette façon on est certain de tenir tous les nœuds de la membrure inférieure notablement au dessous de leurs positions limites, c'est-à-dire de les placer dans

des régions telles que les haubans ne puissent jamais se détendre sous aucune des distributions de la charge d'épreuve admise. Ce n'est que dans des cas exceptionnels, tel que celui où le pont devrait seulement livrer passage à une unique charge roulante intense et concentrée, qu'il pourrait y avoir intérêt, pour réduire le poids des câbles de la ferme, à ne pas s'éloigner de la forme théorique.

Dans le même ordre d'idées, il semble qu'il y ait aussi quelque avantage à rehausser légèrement l'articulation médiane, c'est-à-dire à augmenter au delà de la limite inférieure fixée par le calcul, la distance qui sépare verticalement cette articulation de l'horizontale passant par les points les plus bas de la ferme. On se donne ainsi une certaine marge qui permettrait de parer à l'imprévu dans le cas où, soit la surcharge mobile accidentelle, soit la charge permanente du pont, viendraient à s'écarter l'une par excès ou l'autre par défaut de celles prévues d'abord. Dans de telles conditions, le montage de la ferme n'exigerait plus une très grande précision, ce qui, dans la pratique, offre des avantages incontestables au point de vue de la facilité de l'opération.

Si pour une raison quelconque, d'ailleurs, la ferme venait inopinément à se déformer sous l'action d'une disposition particulière de la surcharge, il serait facile d'y remédier en raccourcissant légèrement et progressivement jusqu'à ce que le fait ne se produise plus, le hauban ou les haubans qui sembleraient les plus aptes à se détendre. Cette opération qui se ferait sans la moindre difficulté, grâce aux dispositifs de réglage dont tous les câbles sont individuellement pourvus pourrait même être considérée, à la rigueur, comme un moyen expérimental de déterminer la forme la plus convenable à donner à la membrure inférieure de la ferme.

Si les espaces LR et L'R' (FIG. 41) forment des travées de rive, alors outre les haubans uniques HR et H'R' il y a des haubans supplémentaires (ceux en traits interrompus), mais au lieu d'être attachés au tablier plus ou moins rigide et en tous cas non libre sur la pile (ce qui entraînerait une complète indétermination statique dans la répartition des forces sur les haubans), ils s'attachent à un câble inférieur RS, R'S' qui pourrait, selon les cas, être polygonal mais qui se trouve être rectiligne et parallèle au tablier ; mais son extrémité S ou S' du côté du pylône n'est pas fixée, et de là résulte encore qu'ici toutes les forces sont déterminables, car la nappe HRS des haubans est une poutre appuyée en deux points H et R seulement ; faisant cette détermination on reconnaît que tous les haubans ainsi que le câble inférieur RS travaillent à la traction quelles que soient les charges permanentes et la répartition des surcharges.

Les calculs indiqués ci-dessus sont très simples quand il ne s'agit que de la vérification *à postériori* d'une ferme déjà tracée, ils sont plus compliqués quand il s'agit de déterminer le tracé ; il faut ou bien recourir aux lignes d'influence des diverses tensions et maintenir le polygone inférieur

dans l'enveloppe qu'elles forment, ou bien procéder par des formules algébriques. Toutes les considérations qui précèdent supposent implicitement les haubans rectilignes, or, en fait ils prennent une flèche très marquée, et la variabilité de cette flèche lors du passage des trains pourrait rendre l'ouvrage infiniment plus mobile que le supposerait la rigidité géométrique qui lui est attribuée ; pour parer à cet inconvénient et rendre les haubans sensiblement rectilignes en toutes circonstances on les soutient par des liens verticaux attachés à un câble parabolique auxiliaire dit *câble Ordish* (FIG. 41) dont la seule fonction est donc de supprimer le mou des haubans.

Dans tout ce qui est dit ci-dessus on a admis implicitement que le tablier était sans raideur et suivait sans réagir d'aucune façon les déformations élastiques de la ferme de suspension, mais en fait il n'en est pas rigoureusement ainsi, le tablier qui doit résister aux effets horizontaux du vent a une certaine raideur (1) et de ce chef introduit une certaine perturbation dans le calcul statique de la ferme Gisclard.

La question des poutres raides dans les ponts Gisclard a fait l'objet d'une étude de Mr Lebert parue dans les *Annales des Ponts et Chaussées de France* de janvier et février 1913; il y traite aussi la question très importante de l'influence de la température sur les déformations et les fatigues du pont ; et enfin, comme le dit Mr Lebert, « les questions de montage ont une importance primordiale, car tous « les calculs supposent un montage parfait ; des câbles qui ne seraient pas tendus « comme il convient laisseraient porter les charges et surcharges par les autres « câbles et surtout par les poutres ».

Chaque câble possède d'ailleurs ses écrous de réglage avec contre-écrous pour empêcher le déréglage.



D'après ce système fut entr'autres exécuté en 1911 le pont sur La Luzège pour la ligne des Tramways départementaux de la Corrèze (v. *Génie civil* des 31 mai et 7 juin 1913) : portée 140 mèt. d'axe à axe des pylônes ; hauteur du tablier aux chariots de dilatation sur les pylônes, $23^{m}80$ soit le sixième de la portée ; largeur de la voie ferrée $1^{m}046$; largeur entre garde-corps du tablier, 5 mèt.

Le tablier est composé de 2 poutres sous rails et 2 poutres sous garde-corps ; ces 4 poutres sont continues d'un bout à l'autre du pont ; elles sont au-dessus reliées par un platelage en tôle de 6 millimètres et en bas par le croisillonnage du contreventement.

---

(1) Voir ci-après le pont de La Luzège où les poutres du tablier ont $0^{m}95$ environ de hauteur et sont continues d'un bout à l'autre du pont.

Les poutres sous rails sont composées d'une âme de 930 × 9, 4 cornières de 90 × 90 × 8 et sur chaque table un plat de 240 × 10.

Les poutres extérieures sous garde-corps sont plus fortes, car elles doivent résister aux effets horizontaux du vent ; leur section au milieu se compose d'une âme de 926 × 10, 4 cornières de 125 × 125 à 21 kgs, et sur chaque table un plat de 350 × 12.

Tous les $11^{m}80$ ce tablier porte sur des traverses qui elles sont suspendues aux nœuds de la ferme Gisclard ; le réglage des suspensions fut fait de façon que le tablier à vide présentait une contre-flèche de 120 millimètres.

Les poids de la construction, sont :

Le tablier, 212100 kgs : 140 mct. = ...	1515^{k}
Les deux fermes Gisclard, 72000 kgs : 140 mct. =	510^{k}
Les rails et longrines par mèt. cr^t	85
Total par mètre cr^t . .	2110 kgs.

Le poids mort total est donc de $2^{T}11 \times 140$ mèt. = 295 tonnes ; le train maximum d'épreuve pesait 138 tonnes et occupait une longueur de 60 mèt. sur le pont ; la flèche maximum constatée fut de 187 millim., soit $\frac{1}{750}$ de la portée 140 mèt.

Les constatations de fatigue et de flèches furent conformes à ce que le calcul faisait prévoir.

Au cours des épreuves ci-dessus le train après son stationnement a franchi le pont à une vitesse de 20 kilom. à l'heure, mais le mémoire ne cite pas les constatations faites.

En somme la poutre Gisclard donne une solution très intéressante et très sérieuse du problème des ponts suspendus rigides, et sans intervention de poutres de raideur proprement dites donne une rigidité très appréciable, le tout dans des conditions économiques.

Dans ces ponts Gisclard le câble parabolique traditionnel des ponts suspendus, et qui en faisait l'élégance, a complètement disparu ; il n'y a plus que des haubans ; aussi sous le rapport de l'esthétique ces nouveaux ponts laissent à désirer.

CHAPITRE V.

ÉCONOMIE DES PONTS SUSPENDUS

---

32. On entend dire couramment et même on lit dans les ouvrages spéciaux que les ponts suspendus sont plus économiques que les ponts supportés, nous estimons que ce n'est pas exact.

Comparons le pont de *Williamsburg*, qui est le dernier pont suspendu exécuté et le plus perfectionné, au pont du *Forth* qui date de 1883 à 1890 : la portée libre des travées du Forth est de 499^m80, celle du pont de Williamsburg est de $486,40 — 12^m20 = 474^m20$; le tablier du Forth a 9 mètres de largeur, celui de Williamsburg 34^m70 ; le Forth est à deux voies et a été calculé pour 3300 kgs par mètre courant de voie soit 6600 par mètre courant de pont, il doit livrer passage à des express marchant à 100 kilomètres à l'heure ; le Williamsburg est calculé pour 6350 kgs par mètre courant, mais les trains qui le franchissent ne pèsent que 825 kgs le mètre et leurs cars moteurs sont excessivement légers, enfin la vitesse ne dépasse pas 20 kilomètres ; les pièces du tablier (traverses et longrines) du pont de Williamsburg n'ont pas à supporter des essieux dont le poids soit comparable à ceux des trains du Forth.

Le pont du Forth pèse 31 tonnes le mètre courant (1) et le pont de Williamsburg exécuté d'après le type du Forth n'aurait pas dépassé ce poids, malgré la plus grande largeur de son tablier : d'abord parce que ses conditions de charge sont moins rigoureuses que celles du Forth et ensuite parce que depuis l'époque où ce dernier pont a été construit le système s'est perfectionné.

Voyons le poids réel du pont de Williamsburg : ci-dessus au n° 20 nous avons trouvé 19696^T pour la travée suspendue, poids auquel il faut ajouter 6140^T pour les deux travées latérales de 182 mètres, ce qui fait un total de 25836 tonnes, poids qui comprend 5000^T de câble et 20836 tonnes d'acier rivé, or les câbles coûtent 1,72 fr. le kilo, c'est-à-dire 3 fois plus que l'acier rivé, pour rendre les situations comparables il faut donc remplacer les 5000^T de câbles par 15000^T d'acier rivé et ainsi le poids total d'acier rivé afférent au pont de Williamsburg serait de $20836 + 15000 = 35836^T$, et comme sa longueur totale est : $486.40 + 2 \times \times 182 = 850^m40$ il en résulte que le poids par mètre courant est de : $\frac{35836}{850} = 42^T3$;

(1) Voir notre brochure « Le Pont de mille mètres ». Louvain, Uystpruyst, 1896.

prenant un cantilever du Forth le poids n'aurait pas dépassé 31^T ; et en sus il y a les 4 culées d'ancrage des câbles d'amarrage qui sont beaucoup plus importantes que celles du Forth ; d'ailleurs les autorités de New-York ont regretté avoir choisi le type suspendu pour le pont de Williamsburg, et actuellement (1906) le nouveau grand pont en voie d'exécution à New-York sur l'East-River, le pont de l'île *Blackwell*, est du type *cantilever*.

M. Resal dit dans un de ses ouvrages (1) : « Un pont suspendu judicieuse- » ment disposé et convenablement calculé offrira autant de sécurité et méritera » autant de confiance que tout autre ouvrage métallique, poutre, cantilever ou » arc, qui pourrait lui être substitué. Il présentera en outre l'avantage d'être » beaucoup plus économique, au moins pour les grandes ouvertures ». — Pour arriver à cette conclusion M. Resal compare le *Forth* au pont de *Brooklyn* dont la partie métallique ne pèse que 9^T9 soit 10^T le mètre courant (voir ci-avant le nº 17) mais il oublie que dans ces 10^T il y a 4^T2 de câbles, ce qui fait que le *Brooklyn* évalué en acier rivé monte à 18^T4 le mètre courant, de plus le *Brooklyn* est calculé pour une surcharge de 3^T8 par mètre courant, et cette surcharge a une vitesse relativement lente tandis que le *Forth* est calculé pour 6^T6 et des express à 100 kilomètres ; il y a encore que la portée libre du *Brooklyn* n'est que de 468^m63 tandis qu'au *Forth* elle est de 499^m ; enfin le *Brooklyn* a déjà donné des signes de faiblesse ; de tout quoi il est permis de conclure que la comparaison entre le *Brooklyn* et le *Forth* ne tourne nullement à l'avantage du système suspendu, tout au contraire.

Notre conclusion est que à égalité de conditions techniques, le *Pont cantilever* est plus économique que le *pont suspendu*, et l'avantage s'accentue si on tient compte des culées d'amarrage.

Le pont en arc est aussi sensiblement plus économique que le pont suspendu.

***

Voici sur cette question l'avis du Prof. Mehrtens (2) : « Pour des portées de » moindre importance (soit en dessous de 200 mèt.) jamais un pont suspendu » ne pourra en ce qui concerne le coût de l'ouvrage, lutter avec quelque chance » de succès contre un autre système, la nécessité de l'ancrage et de la construc- » tion du massif d'amarrage faisant perdre largement l'avantage de la réduction » des moments fléchissants ».

« Pour des portées entre 200 et 300 mèt. les ponts suspendus ont des chances » de pouvoir lutter avec avantage contre les ponts à poutres droites ou les ponts » en arc, surtout lorsque la situation du pont entraîne pour celui-ci l'obligation » primordiale d'avoir une forme aussi élégante que possible. »

(1) *Ponts Métalliques* par *Jean Resal*, Tome I, Baudry, Paris, 1893. — P. 571-572.

(2) *La Construction des Ponts en Allemagne au XIXe Siècle* par le Prof. Mehrtens de l'école Technique supérieure de Dresden, p. 81. — Berlin, Springer, 1900.

Nous disons ci-dessus que les ponts suspendus qui doivent satisfaire aux conditions techniques de rigidité des ponts rivés ordinaires sont moins économiques que ceux-ci, mais dans les cas où l'on peut s'écarter de la condition flèche $= \frac{1}{1500}$ de la portée, généralement imposée aux ponts rivés, les ponts suspendus présentent de sérieux avantages d'économie et s'imposent là où les ressources locales sont faibles et où les nécessités de la circulation ne sont pas grandes. Tel est par ex. le pont suspendu de Trellins (France, Isère) construit en 1907 (1) : c'est un pont route du type de celui FIG. 6 et 7 ci-avant ; portée 150 mèt. d'axe à axe des pylônes plus 2 accès de 27 mèt. soit 204 mèt. de culée à culée ; tablier de $3^{m}60$ de largeur totale entre garde-corps : platelage en sapin de 5 centimètres sur madriers en chêne portés par des traverses en acier double té de $\frac{200 \times 101}{9}$; on le voit tout ce qu'il y a de léger. Épreuve statique : 200^{k} par m. carré, soit 720 kgs par mètre courant pendant 24 h. Épreuve dynamique : une charrette à un essieu de 6000^{k} ou bien un chariot de 8000^{k} sur deux essieux. L'épreuve statique a donné une flèche de 417 m. m., soit $\frac{1}{360}$ de la portée. L'épreuve dynamique (cependant bien faible) a donné une flèche de $0^{m}211$, soit $\frac{1}{710}$ de la portée.

Le poids de la partie métallique est de 155 tonnes, soit 760 kgs le mèt.

Les prix sont : Terrassements et maçonnerie	87 901 fr.
Pont avec tablier.	100 741 fr.
Total.	188 642 fr.

C'est évidemment très peu d'argent et ne pourrait être réalisé à ce prix par un pont rivé.

Il est certain que là où la grande déformabilité n'est pas un inconvénient les ponts suspendus présentent des avantages sérieux comme coût et ce du chef de leur légèreté et de la possibilité de les monter sans échafaudages au-dessus de profonds ravins et de grands cours d'eau ; mais encore une fois s'ils veulent imiter les ponts rivés au point de vue de la flexibilité alors ils sont plus coûteux.

D'ailleurs de la rigidité ne peut s'obtenir que moyennant des frais supplémentaires, ainsi le pont Gisclard, qui est moins flexible que celui du type de la FIG. 6 ci-avant, est aussi plus coûteux.

Voir *Ann. Ponts et Chaussées* de juillet-août 1912, p. 88, étude sur le *Pont suspendu de Sidi M'Cid.*

---

(1) *Annales Ponts et Chaussées de France* — Septembre et octobre 1908, p. 96.

LIVRE IV

ASSEMBLAGES PAR RIVETS. (1)
FER SOUDÉ. — FER FONDU OU FER HOMOGÈNE.
ACIER DOUX.

1. Dimensions proportionnelles des rivets. — Dans les grandes constructions métalliques les assemblages des fers et aciers laminés se font généralement par rivets, quelquefois par boulons.

Nous ne nous occuperons ici que des assemblages par rivets.

Nous donnons (FIG. 1) les deux principaux types de rivets avec les proportions des têtes en fonction du diamètre *d* du corps.

FIG. 1

A partir de 8 millimt. de diamètre les rivets doivent être posés à chaud : ils sont chauffés au blanc soudant sur toute leur longueur, puis on les introduit à travers les trous des tôles à assembler et, maintenant la première tête sur une petite enclume portative (nommé tas), on forme la seconde (nommée rivure) au moyen d'une étampe spéciale nommée bouterolle ; le travail de rivetage se fait soit à la main, soit à la machine, le rivetage à la machine est meilleur.

La rivure (ou seconde tête) a environ les mêmes proportions que la première.

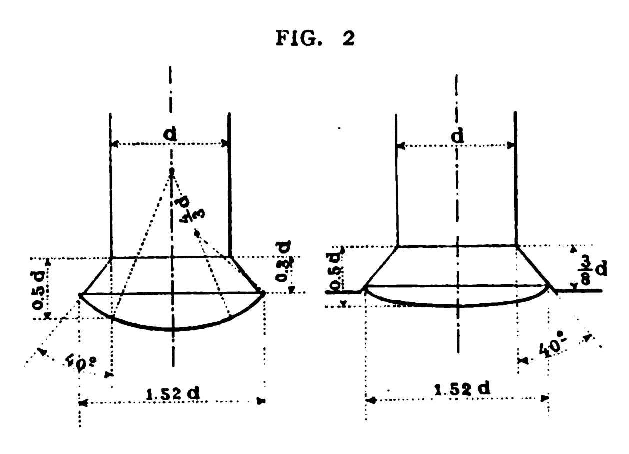
Le rivet (FIG. 1) avec congé de raccord entre le corps et les têtes est plus résistant que celui avec têtes à angles vifs ; le type avec congé est employé en Allemagne et en Hollande.

Dans une étude insérée dans le *Génie civil* du 28 août 1909, p. 327, Mr Fremont traite la question de forme des têtes de rivets, question qui a son importance, au point de vue de la résistance et de l'économie, car on peut arriver sans sacrifier la résistance à économiser 0k11 de métal par rivet de 25 millimètres, ce qui n'est

(1) Pour la question des rivets (calcul et assemblages) voir aussi notre Tome II, chap. IV, n° 62 à 65 et chap. V, § 9.

pas à dédaigner ; le mémoire complet de Mr Fremont a paru dans les *Annales de la Société d'encouragement pour l'Industrie nationale*, avril 1909.

FIG. 2



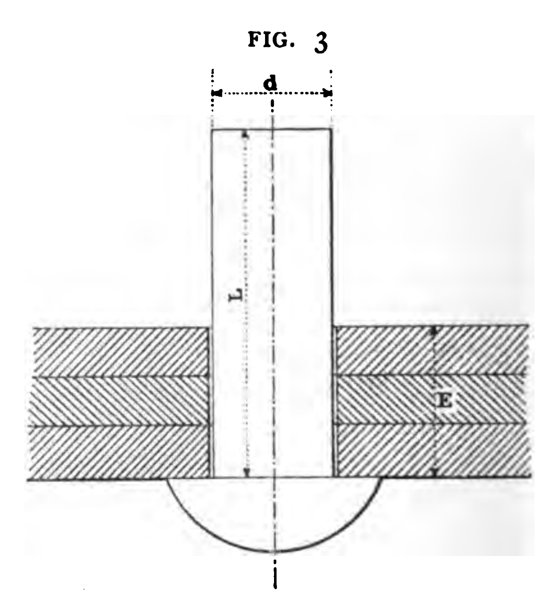
Outre les rivets à têtes saillantes il y a ceux avec une ou deux têtes fraisées (FIG. 2) qui s'emploient là où pour un motif spécial une tête saillante aurait des inconvénients.

Nous verrons ci-après comment on détermine à priori le diamètre d de la tige d'un rivet ; la longueur L de cette tige (FIG. 3) a pour expression :

$$L = E + \frac{E}{10} + 1.5d$$

E est l'épaisseur totale à assembler, 1.5 d est la longueur de tige requise pour former la rivure, 0,1 E représente la longueur de tige dont le volume est nécessaire pour remplir le vide qui existe entre la tige et le trou des tôles, en effet le trou a toujours de 1/2 à 1 millimètre de plus sur le diamètre que la tige et il faut lors du rivetage refouler le métal de la tige dans le trou afin de le remplir complètement et puis seulement former la seconde tête.

FIG. 3



Il importe de déterminer soigneusement la longueur L, car si la tige est trop courte l'ouvrier n'aura pas assez de matière à refouler dans le trou, celui-ci sera donc mal rempli et comme conséquence l'assemblage aura moins de solidité.

***

2. Serrage dû aux rivets. — Les rivets étant posés et parachevés à chaud on conçoit qu'en se refroidissant ils se raccourcissent et serrent les tôles et fers les uns sur les autres, d'où un frottement énergique qui augmente la solidarité entre les éléments assemblés, toutefois dans le calcul de la stabilité des assemblages on fait abstraction de ce frottement, on admet que les tôles et fers sont en contact avec les tiges des rivets par le pourtour de leurs trous et que la résistance de l'assemblage dérive uniquement de la résistance au cisaillement des tiges de

rivets ; on prend comme fatigue de sécurité maximum contre le cisaillement les $\left(\frac{4}{5}t\right)$, t étant la fatigue de sécurité à la traction du métal du rivet.

⁂

3. Relation entre d et e. — Il y a deux grandes classes d'assemblages : ceux qui doivent satisfaire à la double condition de solidité et d'étanchéité et ceux pour lesquels il n'y a que la seule condition de solidité.

La première classe comprend les assemblages de chaudières et réservoirs divers, la seconde classe ceux des ponts et charpentes.

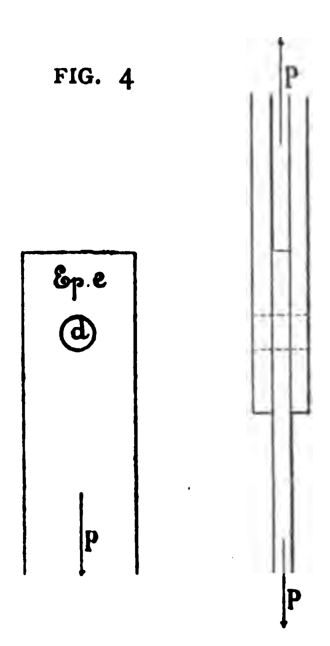
Qu'il s'agisse d'assemblage de l'une ou l'autre classe il y a entre l'épaisseur *e* de chacune des tôles et barres à assembler et le diamètre *d* des rivets employés une certaine proportion indiquée par la pratique et dont il convient de ne pas trop s'écarter si on veut obtenir une bonne besogne ; ces proportions sont données dans le tableau ci-dessous :

ÉPAISSEUR *e* DE CHACUNE DES TÔLES ASSEMBLÉES	DIAMÈTRE *d* DES RIVETS A EMPLOYER
8	16
10	19 et 20
12	20 et 21
15	22
20	24
25	30

Si les pièces à assembler sont d'épaisseurs différentes on se règle généralement sur la plus forte ; quelquefois aussi on prend l'épaisseur moyenne.

Nous venons de voir que les assemblages résistent par le contact des barres sur le pourtour de la tige des rivets, il y a donc une pression à la surface de contact et il importe que cette pression n'entraîne pas le refoulement de la matière ou sinon ce serait la dislocation de l'assemblage : nommons P la force équilibrée par chaque rivet de diamètre *d* et pour chaque barre d'épaisseur *e* (FIG. 4), admettons que la pression maximum au pourtour est la même que celle qui agirait sur la face d'une broche carrée de côté *d*, la valeur t' de cette pression par unité sera : $t' = \frac{P}{ed}$ d'autre part, dans le cas du double cisaillement, l'équation d'équilibre du rivet est : $P = 2 \times \frac{\pi d^2}{4} \times \frac{4}{5} t$

FIG. 4



d'où, en éliminant P entre ces deux équations, on tire $t' = \frac{2\pi}{5} \times \frac{d}{e} \times t$ prenons pour $\frac{d}{e}$ la valeur maximum donnée par le tableau ci-avant, nous avons :

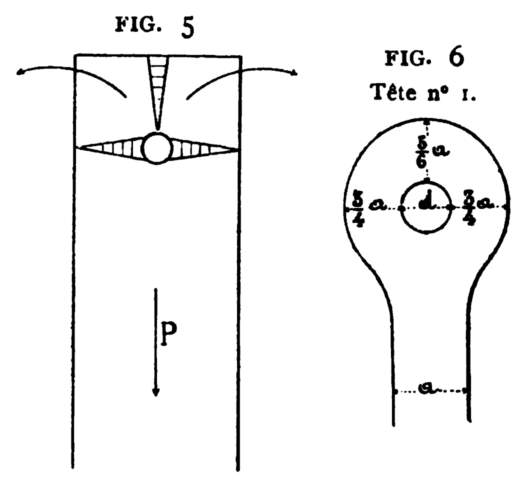
$$t' = \frac{2\pi}{5} \times 2 \times t = 2{,}5t$$

voilà la relation entre t' et t, or l'expérience prouve que lorsque t' ne dépasse pas $2{,}5t$ on est dans de bonnes conditions de sécurité contre le refoulement de la matière au pourtour des trous, il en résulte que les relations données au tableau ci-dessus entre d et e satisfont à cette condition de sécurité.

§ 2. Rivures de chaudières et réservoirs.

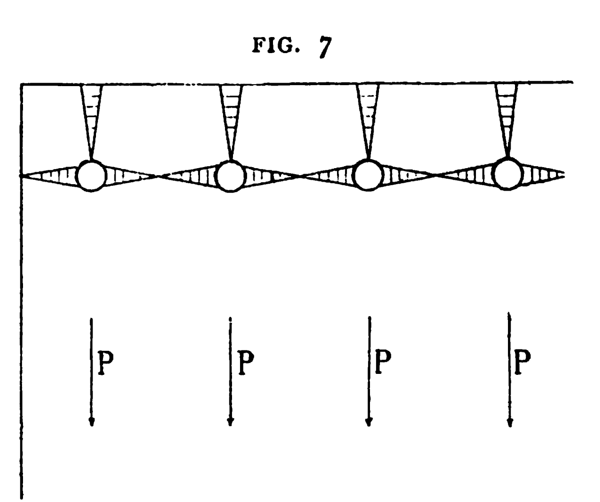
4. Données fondamentales. — L'expérience (1) prouve qu'une barre assemblée sur rivet (l'épaisseur e et le diamètre d étant proportionnés comme indiqués ci-avant), se brise par flexion au pourtour, flexion dont le sens est indiqué par les ouvertures de la FIG. 5 ; nous ne possédons aucun moyen d'établir les équations de stabilité de cette flexion, donc aucun moyen de déterminer directement par le calcul les dimensions à donner à la portion de barre qui entoure la tige du rivet, ces dimensions ont dû être déterminées par l'expérience et on a trouvé (2) que pour une barre de largeur a (FIG. 6) et le trou d'assemblage étant *poinçonné* il fallait au pourtour de ce trou les dimensions proportionnelles indiquées sur la figure.

FIG. 5 — FIG. 6 Tête n° 1.



Voilà le fait d'ordre expérimental sur lequel nous baserons notre théorie de la stabilité des assemblages de chaudières et réservoirs, et nous verrons que les dimensions déduites de ce fait satisfont non seu-

FIG. 7



(1) Voir notamment *Tetmayer*.

(2) Voir *Laissle et Schuebler*, Tome I, pp. 68-72.

lement à la condition de solidité mais encore à celle d'étanchéité, car elles permettent un bon mattage des lèvres des tôles.

Si au lieu d'un rivet unique on a une série de rivets (FIG. 7) on conçoit que le danger de rupture par flexion latérale (entre les rivets) soit moins grand que

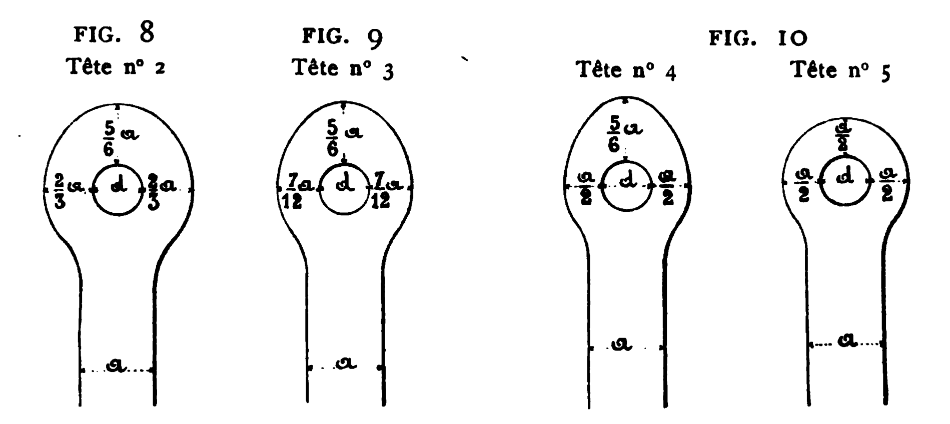


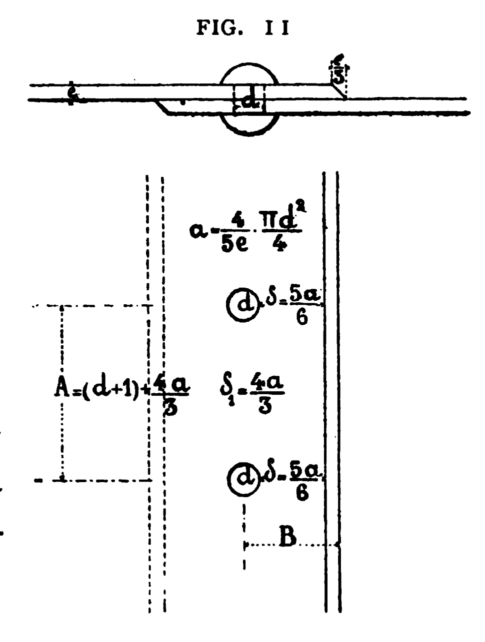
FIG. 8 Tête n° 2 — FIG. 9 Tête n° 3 — FIG. 10 Tête n° 4, Tête n° 5

dans le cas de la FIG. 5, aussi la proportion $\frac{3}{4}$ *a* de la FIG. 6 peut être réduite à $\frac{2}{3}$ *a*, et la tête fondamentale pour le cas FIG. 7 est donnée FIG. 8.

Nous verrons ci-après qu'il y a d'autres cas où le danger de flexion latérale est moindre encore que dans celui FIG. 7 et alors on prend les proportions des FIG. 9 et 10.

***

5. Rivure à recouvrement simple et une rangée de rivets. (FIG. 11). — **Pourcentage de l'assemblage.** — La tôle comprise entre les rivets est dans les conditions de résistance de la FIG. 7 ci-dessus et l'assemblage peut être établi d'après les proportions de la tête FIG. 8, cela nous donne pour la rivure les côtes FIG. 11 et ces côtes sont sanctionnées par la pratique, elles donnent une bonne résistance et permettent un mattage efficace.



La puissance transmise par chaque rivet a pour valeur : $P = \frac{\pi d^2}{4} \times \frac{4}{5} t$ la largeur *a* de la lanière (FIG. 8) correspondante est donnée par l'équation : $aet = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{4}{5} t$ d'où $a = \frac{1}{e}\left(\frac{4}{5} \cdot \frac{\pi d^2}{4}\right)$

L'écartement A d'axe à axe de deux trous successifs est

$$A = (d + 1) + \frac{4}{3}a$$

$(d + 1)$ représente le diamètre du trou qui est de 1 millimètre plus fort que celui du rivet.

La résistance A de la tôle pleine n'est plus que a au droit de l'assemblage, ce qui, par rapport à A, représente une résistance de $100 \frac{a}{A}$ %. Cette expression se nomme le *pourcentage* de l'assemblage; plus il est élevé à égalité d'étanchéité, plus économique est la construction, meilleur est l'assemblage.

Supposons que les tôles soient de 10 m/m, dans ce cas $d = 20$

$$a = \frac{\frac{4}{5} \times 314}{10} = 25 \text{ millimètres} \qquad \delta_1 = \frac{4}{3}a = 33 \text{ millimètres}$$

$$\delta = \frac{5}{6}a = 21 \text{ millimètres} \qquad A = 21 + \frac{100}{3} = 54 \text{ millimètres}$$

le pourcentage est : $\frac{100a}{A} = \frac{2500}{54} = 47$ %, l'expérience donne dans ce cas un chiffre d'environ 50 %.

Les bords des tôles se terminent en biseau incliné à $\frac{1}{3}$ pour permettre le mattage, la distance réelle de l'axe du trou à l'extrémité du biseau de mattage est donc :

$$B = \frac{d + 1}{2} + \delta + \frac{e}{3} = 35 \text{ millimètres.}$$

***

Dans les chaudières de locomotives de l'État Belge on emploie pour les tôles de 12 millimètres des rivets de 19, voyons quelles seraient d'après les proportions de la FIG. 11 les côtes de la rivure :

$$a = \frac{1}{12}\left(\frac{4}{5} . 284\right) = 19 \text{ millimètres.}$$

L'écartement A d'axe à axe des trous est donc :

$$A = d + 1 + \delta_1 = 20 + \frac{4}{3} \times 19 = 45 \text{ millimètres.}$$

c'est précisément l'écartement admis par l'État.

La distance B de l'axe du trou à l'extrémité du mattage est :

$$B = \frac{d+1}{2} + \delta + \frac{e}{3} = \frac{19+1}{2} + \frac{5}{6} . 19 + \frac{12}{3} = 30 \text{ millimètres}$$

l'État prend $32 \frac{1}{2}$ milli. Le pourcentage est : $\frac{100\,a}{A} = \frac{1900}{45} = 43\%$.



Pour des tôles de 14 millimètres, l'État Belge prend dans ses chaudières de locomotive des rivets de 21 millimètres, cherchons les côtés de la rivure :

$$a = \frac{\frac{4}{5} \times 346}{14} = 20 \text{ milli.} \qquad A = d + 1 + \delta_1 = 22 + \frac{4}{3} \times 20 = 49 \text{ milli. ; } B = 32.5 \text{ m.m.}$$

l'État prend $A = 51$ milli. et $B = 32 \frac{1}{2}$ milli. ; le pourcentage est : $\frac{100\,a}{A} = 41\%$.

On voit que les assemblages admis par l'État sont assez peu économiques.



Les assemblages par recouvrement simple donnent lieu à un moment de flexion sur les tôles par suite de l'excentricité de l'action des forces sur les rivets, pour diminuer cette flexion on a quelquefois (toutefois rarement) infléchi le joint ainsi que l'indique la FIG. 12.

FIG. 12



6. Exercice. — Soit à déterminer l'épaisseur requise pour une chaudière de 1 mètre de diamètre moyen et une pression effective de 5 kgs par centimètre carré, la tôle est en fer et nous prenons une fatigue de sécurité de 6 kgs ; pour un tronçon de 1 mètre de longueur, la tension totale sur une section diamétrale du cylindre est : $100 \times 100 \times 5 = 50000$ kgmes ; soit 25000 kgs sur chaque section de tôle, et l'épaisseur théorique requise est :

$$\frac{25000}{1000 \times 6} = 4\frac{1}{6} \text{ millimètres}$$

l'assemblage se fera à recouvrement et simple rangée de rivets, nous avons vu ci-dessus que pour une tôle de 10 millimètres le pourcentage est 47 %, donc la perte de 53 %, admettant la même perte dans le cas actuel il en résulte que l'épaisseur requise sera :

$$\frac{25000}{6000} \times \frac{100}{47} = 8,9 \text{ millimètres}$$

soit 9 millimètres ; à cette épaisseur on ajoutera une constante de 1 à 2 millimètres pour tenir compte de l'usure provoquée aux joints par la rouille provenant des petits suintements d'eau qui toujours se produisent en l'un ou l'autre point ; cette constante est encore nécessaire pour les tôles qui reçoivent l'action directe du feu et qui de ce chef fatiguent plus que les autres ; supposons donc que nous ajoutions une constante de 2 millimètres, ce qui nous fera une épaisseur de 11 millimètres, et voyons si avec l'assemblage employé notre chaudière sera dans de bonnes conditions de résistance, nous prendrons des rivets de 19 millimètres

$$P = \frac{\pi d^2}{4} . \frac{4}{5} t = 283 . \frac{4}{5} . 6 = 1360 \text{ kgs.} \qquad a = \frac{\frac{4}{5} \times 283}{11} = 21 \text{ millimètres}$$

$$A = 19 + 1 + \frac{4}{3} . 21 = 48 \text{ millimètres.}$$

chaque longueur de joint de 48 millimètres est donc, du chef du rivet, à même d'équilibrer avec sécurité une pression de 1360 kgs, tandis que la pression réelle est moindre, elle est :

$$\frac{4^c . 8 \times 100^c \times 5^k}{2} = 1200 \text{ kgs}$$

Si la tôle perdait par usure l'épaisseur ajoutée de 2 milli. chaque lanière de 21 milli. pourrait encore équilibrer : $21 \times 9 \times 6^k = 1134$ kgs.

Nous voyons donc que l'assemblage est établi dans de bonnes conditions de sécurité.

La distance de l'axe du trou au pied du mattage est :

$$B = \frac{19 + 1}{2} + \frac{5}{6} . 21 + \frac{11}{3} = 31 \text{ millimètres.}$$

⁂

Le type d'assemblage à simple rivure donné FIG. 11 présente l'inconvénient d'un grand déchet dans la résistance ; deux moyens existent pour diminuer ce déchet : 1° employer des rivures obliques,

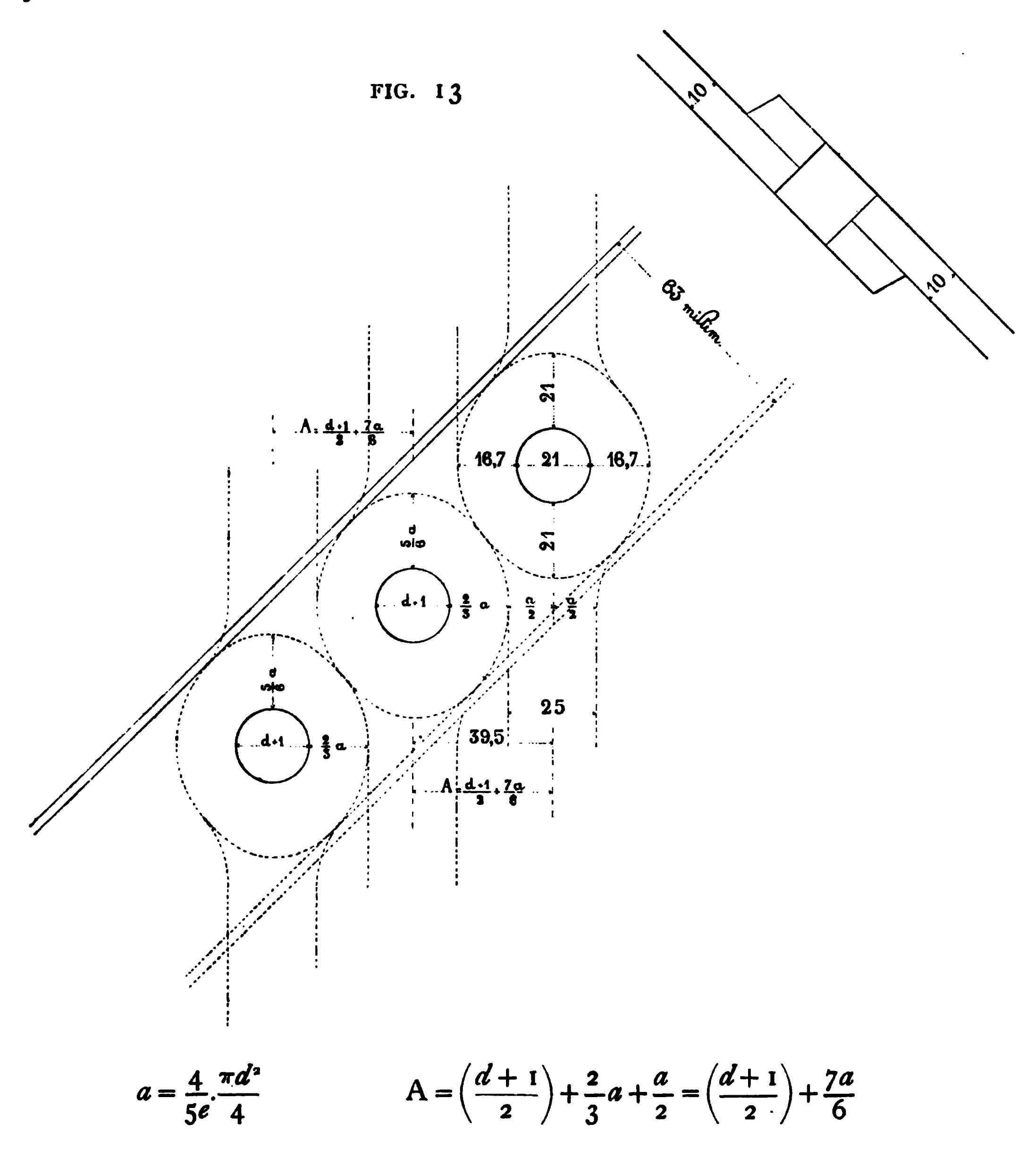
2° employer des rivures à double rangée de rivets.



7. Rivure oblique à recouvrement simple. — Ces rivures sont basées sur les proportions de la tête n° 2, FIG. 8 ; on dessine ces têtes côté à côté mais

en chevauchant ainsi que l'indique la FIG. 13 et ainsi on détermine tous les détails du joint :

FIG. 13



$$a = \frac{4}{5e} \cdot \frac{\pi d^2}{4} \qquad A = \left(\frac{d+1}{2}\right) + \frac{2}{3}a + \frac{a}{2} = \left(\frac{d+1}{2}\right) + \frac{7a}{6}$$

Le pourcentage est toujours $\frac{100\,a}{A}$.

Le tracé, FIG. 13, est fait en supposant des tôles de 10 m/m assemblées par rivets de 20.

$$a = \frac{4}{50} \cdot 314 = 25 \text{ milli.} \qquad A = 39.5 \text{ m.m.} \text{ — Pourcentage } 63\ \%$$

et ci-dessus au nº 5 pour la même rivure exécutée droite nous avons trouvé un pourcentage de 47 % seulement ; la rivure oblique donne donc une augmentation de 16 %, soit 34 % de la résistance de la rivure droite, et ce résultat est confirmé par l'expérience, voir ci-après. L'obliquité du joint est très sensiblement de 45°.

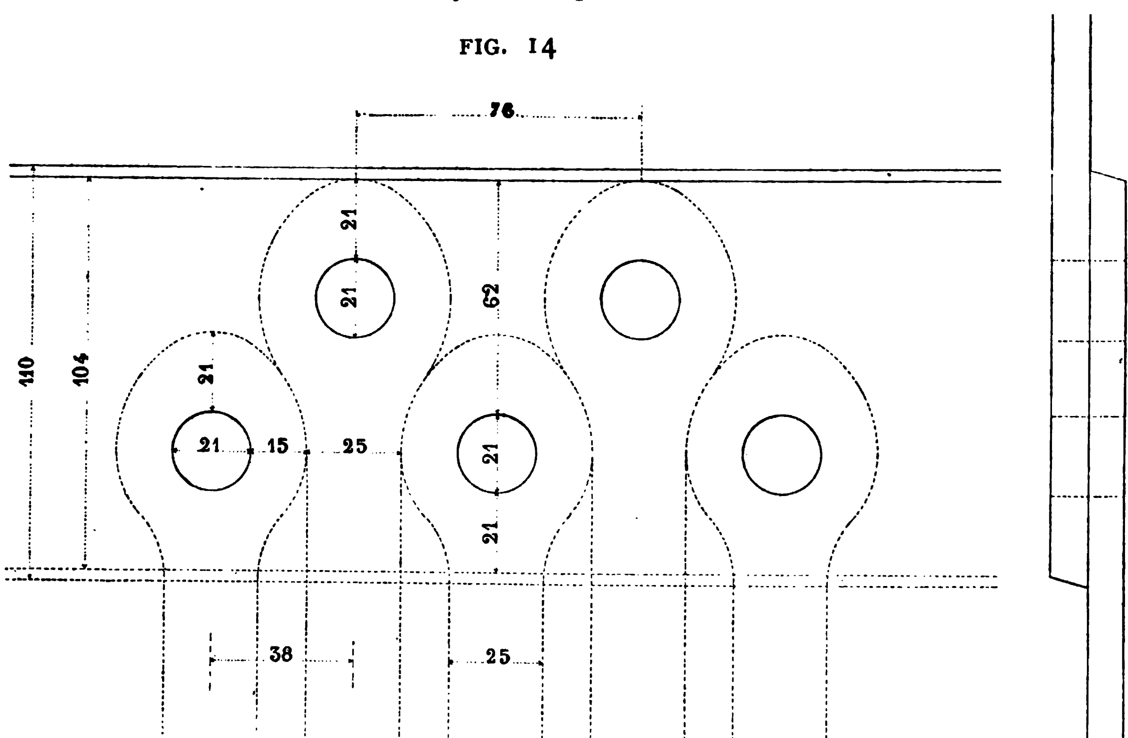
On voit que la grande augmentation de résistance de la rivure oblique est due à ce que l'obliquité permet aux têtes qui entourent chaque rivet de se dégager l'une de l'autre sans empiéter au même degré sur la section utile résistante de la tôle, ainsi que cela a lieu pour la rivure droite. Nous croyons être le premier qui donnons l'explication rationnelle de cette augmentation de résistance et le moyen de faire le tracé de ce joint.

Les rivures obliques ont quelquefois été employées en Angleterre.

⁂

8. Rivure droite à double rangée de rivets et recouvrement (voir FIG. 14). — Cette rivure est toujours disposée en quinconce ; le danger d'ouver-

FIG. 14



ture latérale de la tôle est moindre que dans les précédentes, on peut donc la tracer d'après les proportions de la tête nº 3 (FIG. 9) dont la dimension latérale n'est plus que $\frac{7}{12}a$; d'où :

$$a = \frac{4}{5e} \cdot \frac{\pi d^2}{4} \qquad A = \frac{d+1}{2} + \frac{7a}{12} + \frac{a}{2} = \frac{d+1}{2} + \frac{13}{12} a$$

Supposons deux tôles de 10 millimètres assemblées par des rivets de 20:

$$a = \frac{\frac{4}{5} \times 314}{10} = 25 \text{ milli.} \qquad A = 10,5 + \frac{13 \times 25}{12} = 38 \text{ milli.}$$

La rivure a les proportions FIG. 14, ce sont de très bonnes proportions pour la résistance et l'étanchéité. Le pourcentage est 66 %, on voit que c'est très sensiblement le même pourcentage que pour la rivure oblique à une seule rangée de rivets; la rivure double droite exige un peu plus de matière que la rivure oblique simple, par contre elle exige moins de main-d'œuvre, elle est plus facile d'exécution.

Il est à noter que pour jouir des avantages de la rivure double droite il faut toujours la disposer en quinconce.

L'expérience indique que la résistance de la rivure double du type FIG. 14, varie de 65 à 70 % donc sensiblement le pourcentage de notre formule.



9. Exercice. — Soit une chaudière en tôle de fer de 1^m50 de diamètre supportant intérieurement une pression effective de 5 kgs; l'épaisseur théorique requise est : $\frac{37500}{1000 \times 6} = 6.3$ milli. Si on emploie une rivure simple dont le pourcentage est 47 (voir n° 5) il faudra une tôle de 13.4 m.m.; et si on emploie une rivure double dont le pourcentage est 66, il faudra 9.6 m.m.

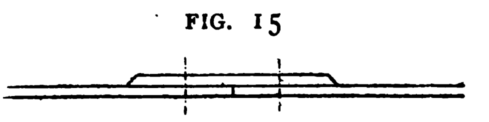
Ces deux chiffres montrent l'économie de matière que permet de réaliser la rivure double.

Il faudra naturellement, à l'épaisseur théorique, ajouter la constante (voir n° 6) et puis vérifier que la rivure employée possède la résistance requise dans les joints même lorsque la rouille et l'usure auront enlevé l'épaisseur constante ajoutée.



10. Rivure à plaque de recouvrement simple (FIG. 15). — Les conditions d'exécution (stabilité et étanchéité) de ces joints qu'ils soient à simple ou double rangée de rivets sont exactement les mêmes que celles à recouvrement que nous venons d'étudier, aussi les proportions des rivures sont identiques et nous n'avons rien à ajouter à l'exposé ci-avant.

FIG. 15

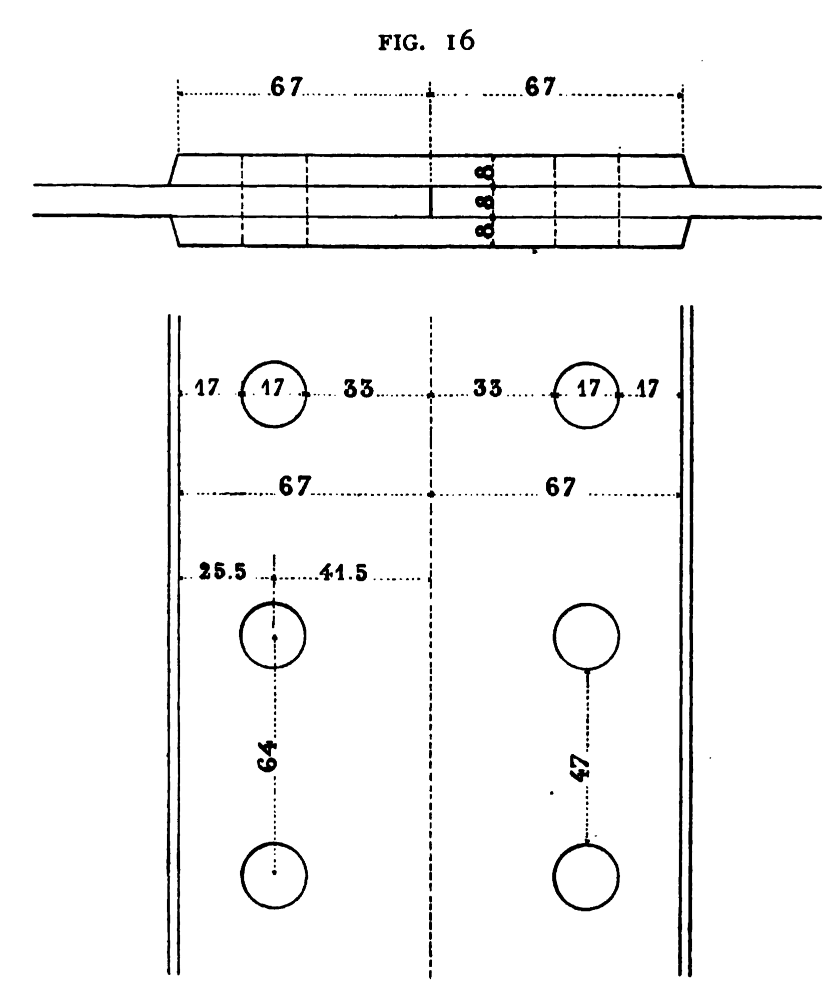


Les rivures à plaque de recouvrement et simple rangée de rivets peuvent s'exécuter à joint oblique.

***

11. Rivure à chaîne et simple rangée de rivets. — Les rivures à chaîne sont des rivures à double plaque de recouvrement; théoriquement l'épaisseur des plaques peut être la moitié de celle des tôles assemblées, mais les conditions pratiques d'exécution ne permettent pas de descendre à cette proportion, ainsi des tôles de 10 ne pourraient être assemblées par deux plaques de 5 millimètres, car celles-ci fixées par des rivets de 20 ou 18 millimètres seraient, vu leur minceur,

FIG. 16



détériorées par le rivetage, en outre, si le joint doit être étanche, cette faible épaisseur ne permettrait pas un bon mattage ; en règle générale l'épaisseur de chaque plaque ne descend pas en dessous de 0.80 de celle des tôles assemblées et même on prend fréquemment une épaisseur égale.

La portion de tôle entre les trous de rivets est solidement maintenue contre la tendance à l'ouverture par flexion, c'est pourquoi nous estimons que cette rivure peut être établie en se basant sur les proportions de la tête n° 3 (FIG. 9) où les joues latérales au rivet n'ont que $\frac{7}{12}a$; le diamètre d des rivets est toujours fonction de l'épaisseur e des tôles assemblées (voir n° 3) ; le rivet travaille à double cisaillement, nous avons :

$$aet = P = 2\frac{\pi d^2}{4} \times \frac{4}{5} t \quad \text{d'où} \quad a = \frac{8}{5e} \times \frac{\pi d^2}{4}; \quad A = (d+1) + \frac{7a}{6}; \quad \delta = \frac{5}{6}a$$

Il y a encore la distance δ' du bord du trou de rivet au bord des plaques, cette distance doit être établie en fonction de l'épaisseur e' des plaques et du diamètre d des rivets, nous avons :

$$a'e't' = P' = \frac{\pi d^2}{4} \times \frac{4}{5} t \qquad \text{d'où} \qquad a' = \frac{4}{5e'} \times \frac{\pi d^2}{4}$$

et appliquant les proportions de la tête, FIG. 6, nous avons : $\delta' = \frac{5}{6} a'$

A titre d'exemple prenons des tôles de 8 millimètres assemblées par doubles plaques de 8 également, le diamètre des rivets est 16, nous avons (FIG. 16) :

$a = 40$ milli. $A = 64$ m.m. ; $\delta = 33$ m.m. ; $a' = 20$; $\delta' = 17$ m.m.

Le pourcentage est : $\frac{100\,a}{A} = 62\ \%$

Pour des tôles de 10 assemblées par plaques de 10 et rivets de 20, les proportions établies comme ci-dessus donnent un pourcentage de 63.5 %



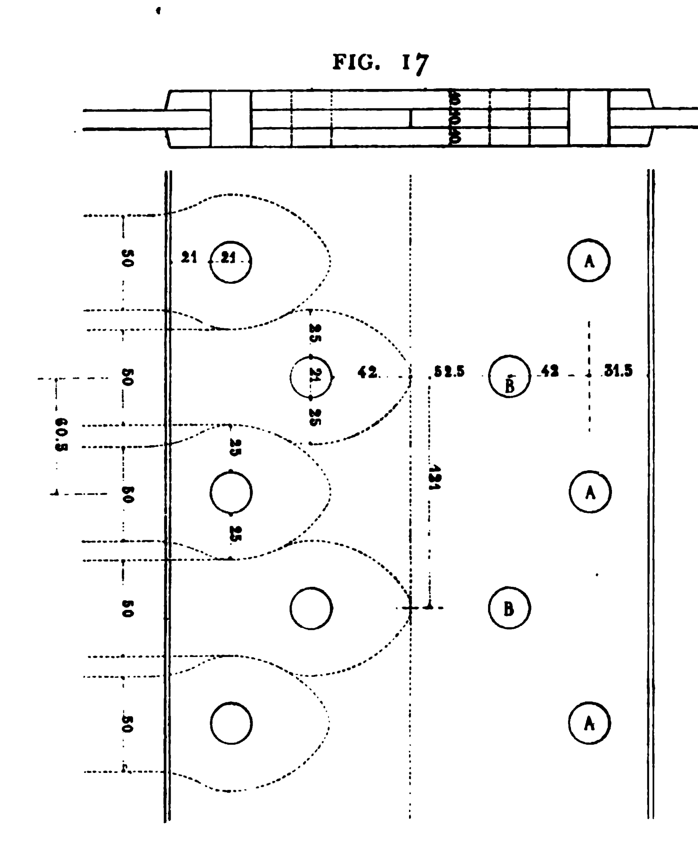
12. Rivure à chaîne oblique et simple ligne de rivets. — Cette rivure établie selon les principes du n° 7 donne un pourcentage de 77.5 %



13. Rivure droite à chaîne et double rangée de rivets. — Pour une chaîne à double rivure l'influence de la flexion sur les parties latérales des tôles comprises entre les rivets peut être considérée comme nulle, en effet les tôles assemblées étant solidement prises entre les deux plaques de chaîne et les rivets étant d'ailleurs disposés en quinconce il en résulte un énergique serrage entre les tôles et les plaques, serrage qui s'oppose à toute tendance de flexion latérale, c'est pourquoi ce genre de rivure peut être établi en se basant sur le type de tête n° 4 (FIG. 10), où les joues ont la demi-largeur de la lame théorique *a*.

$$P = 2 \times \frac{\pi d^2}{4} \times \frac{4}{5} t \,; \qquad a = \frac{\frac{8}{5} \times \frac{\pi d^2}{4}}{e} \,; \qquad A = \left(\frac{d+1}{2}\right) + a \,; \qquad a' = \frac{\frac{4}{5} \times \frac{\pi d^2}{4}}{e'}$$

FIG. 17



Supposons des tôles de 10 millimètres assemblées par plaques de 10 et rivets de 20, voir FIG. 17 : $a = 50$ m.m. ; $\delta = 42$; $A = 60.5$; $a' = 25$; $\delta' = 21$; $\frac{100\,a}{A} = 82.5\,\%$

On pourrait aussi tracer cet assemblage en prenant pour la ligne des rivets A la tête nº 5, FIG. 10, ce qui aurait pour effet d'augmenter quelque peu le pourcentage et le porter à 87 % ; la ligne des rivets B serait toujours tracée d'après la tête nº 4. Dans le cas ci-dessus il n'y a pas lieu d'employer une rivure oblique, elle ne donne aucun avantage sur la rivure droite.

§ 3. Rivures de Ponts et Charpentes.

14. Généralités. — Il y a dans les ponts et charpentes une bien plus grande variété d'assemblages que dans les chaudières et réservoirs ; nous avons déjà étudié certaines rivures de ponts en notre Tome II, chap. IV, § 1, nºs 62 à 65 et Chap. V, § 9, nous allons ici exposer les principes généraux et en faire quelques applications.

Dans les rivures de chaudières et réservoirs il y a, le long du joint des tôles, tout au plus deux rangées de rivets et nous venons de voir que dans ces cas il y a moyen de se rendre compte des conditions de résistance des rivures, mais dans les ponts et charpentes les choses sont en général plus compliquées, car il y a plusieurs rangées de rivets et souvent plusieurs tôles superposées dont une seule est interrompue et doit être compensée ; pour établir approximativement les conditions de stabilité de semblable joint nous devons au préalable recourir à

l'expérience et nous en choisirons deux faites par Mr Tetmayer, professeur à l'École polytechnique de Zurich (1).

***

15. 1re expérience. — La barre à essayer se compose (FIG. 18) de deux plats de 106 × 8 en tôle d'acier pour chaudière dont les caractéristiques sont :

Rupture à la traction	40 k.
Allongement de rupture	23 %
contraction	39 %

L'un des plats A est interrompu et le couvre-joint est constitué d'un plat de même importance, section 106 × 8.

La barre est élargie à ses extrémités à la façon des éprouvettes et prise dans les mâchoires d'une machine à essayer, système Werder.

Les rivets sont en fer soudé de 15 millimètres de diamètre, la rivure est faite à la main, section d'un rivet = 201.

Le contact entre la tige d'un rivet et le pourtour du trou d'une tôle a pour superficie :

$ed = 8 \times 16 = 128$ m/m carrés.

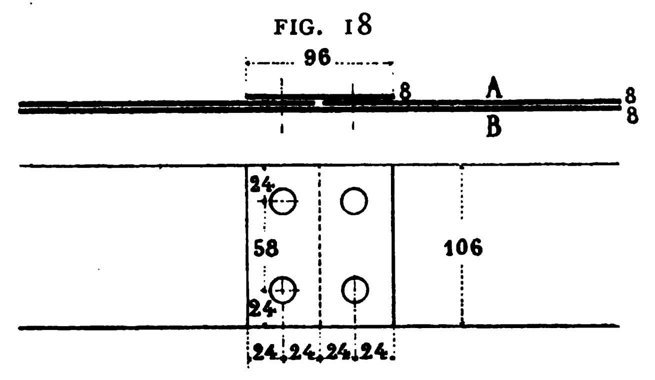
Les trous sont forés sur les pièces superposées, et les bords sont légèrement chanfreinés. Les couvre-joints sont établis suivant trois types différents :

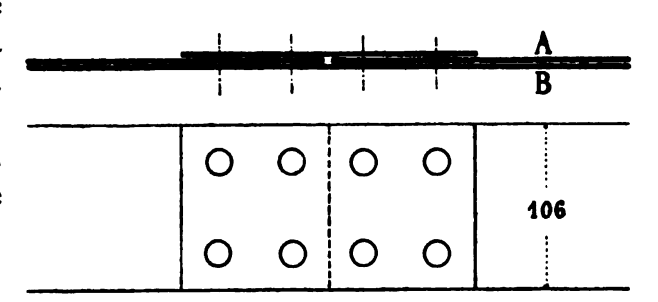
nº 1 avec une rangée de 2 rivets,

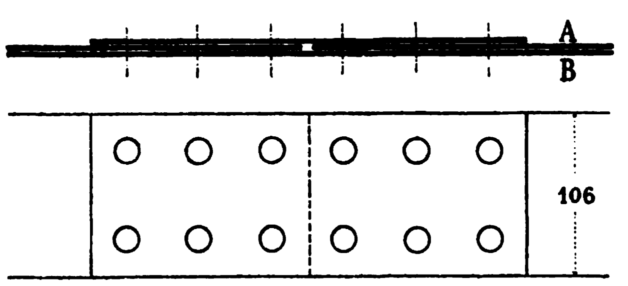
nº 2 avec deux rangées de 2 rivets,

nº 3 avec trois rangées de 2 rivets,

FIG. 18







(1) Voir p. 280 de son ouvrage « Méthodes d'essai et Résultats de Recherches » traduction de Ed. Meister et A. Valette, avril 1893. F. Lohbauer, Zurich.

La section d'une tôle et couvre-joint, au droit des trous de rivets, est :

$$(106 - 2 \times 16.5)\ 8 = 584 \text{ millim. carrés.}$$

Il est à noter que, par suite de la disposition du joint, chaque rivet travaille à double cisaillement, c'est-à-dire que l'effort de la tôle interrompue A se partage entre le couvre-joint et la tôle continue.

Voici le résultat des essais.

DÉSIGNATION.		Charge sous laquelle le joint a commencé à s'ouvrir				Charge de Rupture				OBSERVATIONS
		Totale T	Par millim. carré — de section nette de chaque barre $\frac{T}{2 \times 584}$	de section de rivet $\frac{T}{2n \times 201}$	de contact entre tôle et rivet $\frac{T}{2n \times 128}$	Totale T	Par millim. carré — de section nette de chaque barre $\frac{T}{2 \times 584}$	de section de rivet $\frac{T}{2n \times 201}$	de contact entre tôle et rivet $\frac{T}{2n \times 128}$	
Type 1	2 rivets	20000	17 k.	25 k.	39	36500	31 k.	45 k.	71 k.	Rupture de la tôle interrompue dans les trous de rivets.
Type 2	4 rivets	25000	21 k.	15 k.	25	47500	40 k.	30 k.	47 k.	Rupture de la tôle continue dans les trous de rivets, immédiatement après survient la rupture du couvre-joint.
Type 3	6 rivets	25000	21 k.	10 k.	16	47000	40 k.	19.5 k.	31 k.	Rupture de la tôle interrompue dans les trous de rivets extérieurs.



2de Expérience. — La barre essayée (FIG. 19) se compose de 3 plats de 106 x 8 de même qualité que pour la première expérience ; le plat interrompu est au milieu des trois, et le couvre-joint est un plat de 106 x 8 ; les rivets ont 16 millimètres ; les couvre-joints sont établis suivant quatre types différents, c'est-à-dire avec une, deux, trois et quatre rangées de rivets ; voici le résultat des essais :

FIG. 19

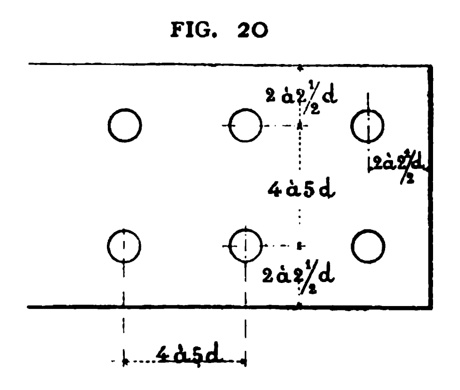
DÉSIGNATION		Charge sous laquelle le joint a commencé à s'ouvrir				Charge de rupture				OBSERVATIONS
			Par millimètr. carré				Par millimètr. carré			
		Totale T	de section nette des barres $\frac{T}{3 \times 584}$	de section des rivets $\frac{T}{3n \times 201}$	de contact entre tôle et rivet $\frac{T}{3n \times 128}$	Totale T	de section nette des barres $\frac{T}{3 \times 584}$	de section des rivets $\frac{T}{3n \times 201}$	de contact entre tôle et rivets $\frac{T}{3n \times 128}$	
Type 1	2 rivets	22000	13	18	29	57000	33	47	74	Rupture de la tôle continue inférieure dans les trous.
Type 2	4 rivets	38000	22	16	25	64000	37	27	42	Rupture de la tôle continue intérieure dans les trous voisins du joint.
Type 3	6 rivets	42500	24	12	19	68000	39	19	30	idem.
Type 4	8 rivets	45000	26	9.4	15	69500	40	14,5	23	Rupture transversale complète, à travers le couvre-joint et les trois plats, suivant la rangée de rivets voisine du joint.

De ces expériences il résulte que dans l'un et l'autre cas (FIG. 18 et FIG. 19) le rôle du couvre-joint et des rivets d'assemblage est assez obscur quant à la répartition des efforts ; on voit cependant que pour avoir, sur la section *nette*, une charge totale de rupture correspondant à une fatigue des tôles se rapprochant de celle normale 40^k, il faut dans les deux cas FIG. 18 et 19 un assemblage du type 2, c'est-à-dire 4 rivets d'un côté du joint, donc un nombre de rivets représentant par simple cisaillement une section égale aux *quatre tiers* de la section *nette* de la tôle interrompue.

Le coefficient $\frac{5}{4}$ du cisaillement simple est ici remplacé par $\frac{4}{3}$ parce que dans le cas des assemblages FIG. 18 et 19 il y a toujours une certaine flexion.

Nous voyons, par les côtes des joints FIG. 18 et 19, que les trous sont distants des bords de $1\frac{1}{2}$ fois le diamètre, et sont distants entre eux dans le sens longitudinal de 3 fois le diamètre, et dans le sens transversal de $\frac{58}{16} = 3,6$ fois ; en réalité pour la pratique courante, où l'exécution est nécessairement moins soignée, et surtout si les trous sont poinçonnés, il faut des écartements plus grands, il faut le cotage donné FIG. 20.

FIG. 20



Des expériences ci-dessus il résulte enfin que

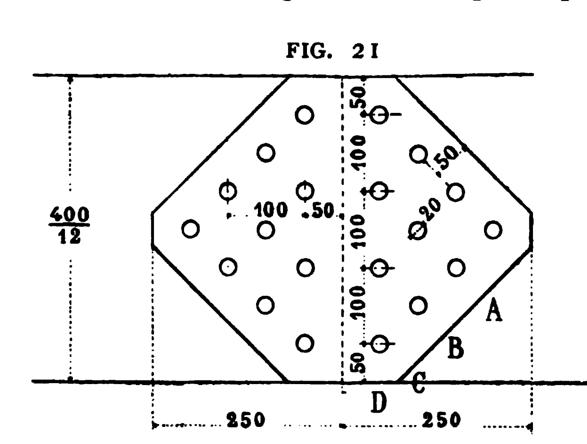
partout où il y a moyen d'employer des doubles couvre-joints (assemblage à chaîne) il faut le faire, car cela améliore notablement les conditions de résistance du joint ; cela permet d'employer beaucoup moins de rivets : d'abord parce qu'ils travaillent à double cisaillement et ensuite parce que le total des doubles sections ne doit atteindre que les $\frac{5}{4}$ de la section nette de la tôle interrompue.

En possession de ces données expérimentales (encore bien incomplètes d'ailleurs) nous allons étudier quelques types d'assemblages en choisissant les plus fréquents (1).

⁂

16. Assemblage de deux plats par couvre-joint double. (FIG. 21). — Nous voulons faire le joint d'un plat de 400 × 12 en réduisant au minimum la perte de résistance résultant des trous de rivets. Nous employons des rivets de 20 millimètres dont la section est 314 millimètres carrés : le joint est à double plaque, donc les rivets travaillent à double cisaillement, leur nombre n est donné par l'équation :

FIG. 21



$$2n \times 314 \times \frac{4}{5} t = 400 \times 12 \times t \qquad \text{d'où} \qquad n = 10$$

Nous disposons ces rivets en pyramide ainsi que l'indique la FIG. 21, c'est le dispositif donnant le minimum de perte de résistance; en effet si nous désignons par P la force correspondant à chaque rivet nous avons que dans la section A la barre doit équilibrer 10 P et pour cela a une section $12(400 - d)$; dans la section B elle doit équilibrer 9P car il y a déjà P qui est passé dans les couvre-joints, et pour équilibrer 9P la section est $12(400 - 2d)$; dans

FIG. 22

(1) Des expériences plus récentes ont été faites qui ne modifient pas les bases de nos calculs :

1° Expériences de Mr Fremont sur les aciers ordinaires et les acier-nickel; voir Bulletin d'avril 1909 de la *Société Française d'encouragement pour l'Industrie nationale* et *Génie civil* du 28-8-1909 et 24-12-1910, p. 173.

2° Expériences sur des assemblages en acier-nickel pour le nouveau pont de Québec, *Génie civil*, septembre 1910, p. 377.

3° Voir encore le *Génie civil* juin, 1912, p. 152 ; juillet 1913, p. 230.

la section C il y a 7P pour 12(400—3*d*); dans celle D il y a 4P pour 12(400—4*d*); nous voyons donc que la section la plus fatiguée est celle A, et dans cette section la perte de résistance est représentée par un seul trou de rivet, tandis que si les couvre-joints avaient été établis comme en la FIG. 22, la perte de résistance de la tôle eût été représentée par cinq trous de rivets.

***

Soit FIG. 23 une bride de pont composée d'une âme verticale de 500 × 10, de 2 cornières de 100 × 100 × 10 et de 3 plats de 400 × 10; ces éléments ne se laminent guère que sur des longueurs de 7 à 10 mt. au maximum, d'où comme conséquence toute une série de joints sur la longueur du pont ; lorsque les ponts se rivent tout entier sur échafaudage à pied d'œuvre (cela est quelquefois imposé en Hollande) on peut répartir ces joints comme on l'entend, mais si les éléments du pont se rivent par tronçons à l'usine (et c'est ce qui est le plus fréquent, car le rivetage à l'usine coûte notablement moins qu'à pied d'œuvre) alors les joints des 6 éléments dont se compose la bride doivent être réunis en un même point ou sinon le rivetage à l'usine serait impossible, car il est à noter que la plus grande longueur des pièces à transporter par wagon, ou bateau, ou navire ne peut guère dépasser 10 mt.; il faut donc concentrer les joints de divers éléments constituant la bride, toutefois on ne peut les

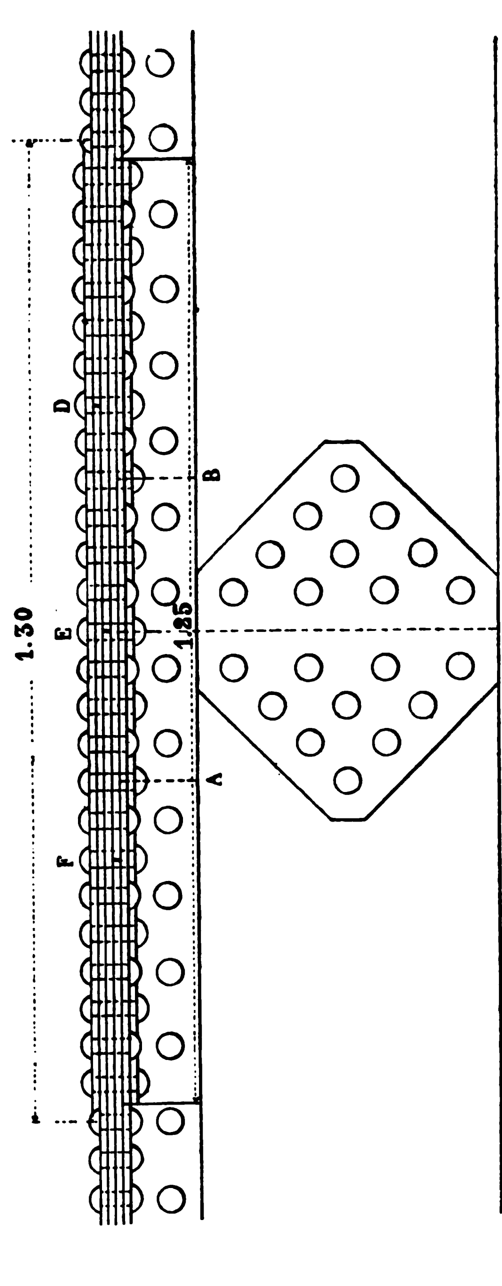
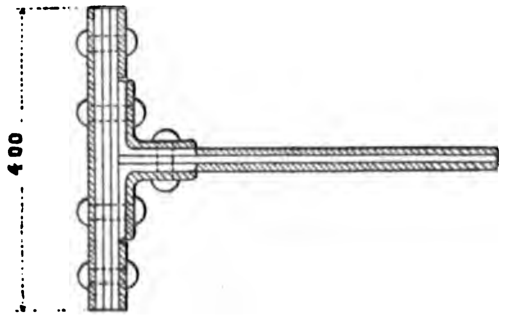


FIG. 23



condenser en une même section, car cela conduirait à un couvre-joint d'une épaisseur excessive, ce serait très laid d'aspect et d'un rivetage très difficile si pas impossible, le système employé couramment consiste à répartir tous les joints dans le voisinage d'une même section ainsi que nous allons voir. — Nous employons 3 systèmes de couvre-joints : un pour le joint de la nervure de 500 × 10, un pour les joints des tôles de table et un troisième pour les joints des cornières.

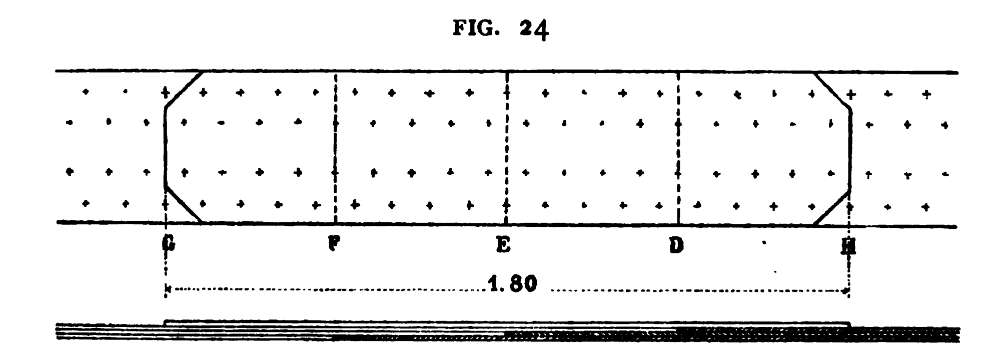
Étude du joint de la nervure de 500 × 10. — Ce joint est donné FIG. 23, il est établi d'après les principes établis au n° 16.

La tôle verticale a 500 × 10, mais la rivure courante qui est faite avec des rivets de 20 lui laisse une section nette de 4800 millimètres carrés, ce qui fait 10 rivets de 20 millimètres travaillant à double cisaillement ; ces rivets sont répartis en pyramide de façon que le rivet de tête soit au milieu de l'intervalle entre deux rivets courants de cornières, il en résulte que, pour la section correspondant à ce rivet de tête, l'âme verticale a une superficie nette de 4800 millimètres carrés, donc que du chef des couvre-joints et des trous qu'ils exigent la tôle d'âme de la bride ne subit aucune diminution dans sa résistance proprement dite.

Chaque couvre-joint pourrait avoir une épaisseur de 5 millimètres, mais on leur donne 8 et même 10 millimètres ; d'ailleurs dans les ponts on ne doit jamais employer des épaisseurs de 5 millimètres, on ne peut en règle générale descendre en dessous de 8.

Étude des joints des plats de la table voir FIG. 24. Ces joints sont établis en escalier et la compensation se fait par un seul plat couvre-joint dont l'épaisseur est de 10 millimètres et pourrait être 11, c'est-à-dire un peu plus que le strict nécessaire, cela par simple mesure de prudence. — Considérons le joint E : la

FIG. 24



portion du couvre-joint allant de F à D forme couvre-joint de ce joint, et en vertu des expériences du n° 15 ci-avant nous devons avoir dans chacun des intervalles, celui de F à E et celui de E à D, un nombre de rivets tel que le total de leur section soit égal aux $\frac{4}{3}$ de la section nette de la tôle interrompue; les rivets courants ont

20 de diamètre et nous prenons les mêmes rivets pour les couvre-joints (1); la section nette d'un plat est : $(400 - 2 \times 21)\ 10 = 3580$ et le nombre de rivets requis dans chacun des intervalles GF, FE, ED et DH est 16. Étudions les diverses possibilités de rupture du joint FIG. 24 :

Il y a tout d'abord la rupture suivant la section d'une tôle interrompue et les sections des tôles superposées, donc suivant une section d'au moins 3×3580 millimètres carrés, c'est là la rupture normale qui ne donne aucune diminution de la résistance de la membrure.

Supposons maintenant une rupture telle que la partie non hachurée du joint FIG. 24 se sépare de la partie hachurée, ce sera une rupture par cisaillement des rivets uniquement, leur section totale est :

$$3 \times 16 \times 314$$

et leur résistance :

$$3 \times 16 \times 314 \times \frac{4}{5} t = 12060\, t$$

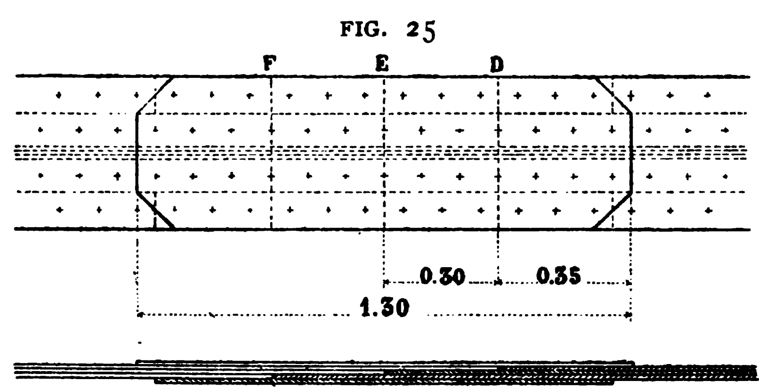
résistance plus grande que celle des 3 tôles de la membrure dont la valeur est :

$$3 \times 3580 \times t = 10740\, t$$

On pourrait examiner d'autres modes de rupture possible du joint et on trouvera toujours une résistance plus grande que 10740 t, donc rupture impossible.

Le couvre-joint que nous venons d'étudier a une longueur de 1m80, on pourrait la diminuer en utilisant les langettes de la table pour y poser deux petits couvre-joints qui feront travailler les rivets de rive à double cisaillement, cela nous donnera le dispositif FIG. 23 et 25; examinons par exemple le joint E : de E à F et de E à D il est compensé par 6 rivets à double cisaillement et par 4 à simple cisaillement, or la résistance effective des rivets à double cisaillement est $\frac{4}{5} t$ car ces rivets travaillent dans des conditions normales, tandis que la résistance effective des ri-

FIG. 25



(1) Il arrive quelquefois que pour diminuer la longueur des couvre-joints on les fixe avec des rivets plus forts que ceux des membrures proprement dites, ainsi les rivets courants étant de 20 millimètres on prendra 22 pour les couvre-joints, toutefois c'est une complication à éviter en règle générale.

vets à simple cisaillement n'est que $\frac{3}{4}t$ car ces rivets travaillent dans les conditions des expériences du n° 15, nous avons donc comme résistance totale: $6 \times 2 \times 314 \times \frac{4}{5}t + 4 \times 314 \times \frac{3}{4}t = 3956\,t$, et la résistance requise, qui est celle d'un plat, n'est que de 3580 t.

Prenant le même nombre de rivets pour les autres joints, nous aurons un couvrejoint d'une longueur de 1^{m}30 seulement.

On conserve l'épaisseur 10 millimètres au couvre joint principal et aux deux couvre-joints accessoires.

Si on examine diverses ruptures éventuelles de ce joint on constatera qu'elles sont impossibles vu que la résistance développée dans ces diverses cas est toujours supérieure à $3 \times 3580\,t$.

On remarquera que le joint des tôles de tables n'entraîne aucune diminution de leur résistance courante puisqu'on n'introduit dans cette section aucun trou supplémentaire.

***

17. Étude des joints des cornières. — Ces joints sont disposés en escalier comme ceux des plats des tables.

Les cornières courantes sont des $100 \times 100 \times 10$ dont la section nette au droit d'un rivet de 20 est :

$$(190 - 21)\ 10 = 1690 \text{ millimètres carrés.}$$

La compensation est établie par deux cornières spéciales de $90 \times 90 \times 12$ à dos ronds (cornières que l'on obtient en rabotant le dos des $90 \times 90 \times 12$) dont la section nette est pour chacune

$$(168 - 21)\ 12 = 1764 \text{ millimètres carrés.}$$

Les rivets des cornières et de leurs couvre-joints traversent l'âme de la bride et les tôles de table, leur façon de résister est très obscure et n'a pas encore été élucidée par l'expérience, aussi le calcul s'effectue par approximation : on fixe chaque cornière couvre-joint par un nombre de rivets tel que leur cisaillement simple représente la résistance du couvre-joint en question ; dans notre cas les rivets sont de 20, leur nombre n se détermine par la relation :

$$n \times 314 \times \frac{4}{5}t = 1764\,t \qquad \text{d'où} \qquad n = 7 \text{ rivets.}$$

Le joint d'une des cornières sera en A (FIG. 23), l'autre en B, et les 2 cornières formant éclisses s'arrêteront en C, leur longueur totale est de 1^{m}20.

Que l'on examine les diverses ruptures possibles de ce joint et on constatera que toujours la résistance est supérieure à celle des cornières courantes.

La FIG. 23 indique les positions relatives des joints de la nervure verticale des cornières et des 3 plats de la bride ainsi que les couvre-joints ; les joints des 3 plats sont établis d'après le système de la FIG. 25.



Nous donnons (FIG. 26) le dispositif d'assemblage d'une barre A sur un gousset B; l'épaisseur *e* de la barre et du gousset détermine le diamètre des rivets d'assemblage (voir le n° 3) ; la dimension fondamentale *a* est donnée par l'équation :

$$aet = \frac{\pi d^2}{4} \times \frac{4}{5} t$$

et partant de la tête n° 1 (FIG. 6) cette dimension *a* donne toutes les cotes de l'assemblage.

§ 4. Divers.

18. Qualités d'une rivure. — Une bonne rivure est celle dont les rivets remplissent bien des trous des diverses tôles et serrent ces tôles énergiquement les unes sur les autres.

Pour obtenir un complet remplissage des trous il faut que, dans les diverses barres superposées, ils coïncident bien, ce qui est une question de soins dans le traçage et le poinçonnage ou le forage ; s'il n'y a pas coïncidence parfaite, on doit brocher les trous, les agrandir irrégulièrement, et par le fait il y a moins de certitude que le refoulement des tiges des rivets donne un parfait remplissage de ces trous irréguliers.

Pour réaliser une parfaite coïncidence des trous il arrive qu'on les fore en une fois dans toutes les barres superposées.

Pour obtenir un bon refoulement des tiges des rivets, ceux-ci doivent être chauffés au blanc soudant dans toute leur masse, tête et tige, et non pas chauffés à l'extrémité de la tige seulement.

Voici comment se fait la rivure à la main : le rivet chaud est mis en place, on le maintient par une petite enclume portative nommée *tas*, le riveur et son aide, chacun muni d'un marteau, frappent sur la tige de façon à la refouler sur toute sa longueur, puis ils ébauchent la seconde tête et pour l'achever le riveur la coiffe d'une matrice nommée *bouterolle* sur laquelle l'aide frappe à grands coups d'un marteau à deux mains, et ainsi cette seconde tête est moulée et serrée sur les tôles.

Pour vérifier si le refoulement a été bien fait sur toute la longueur de la tige

FIG. 26

on peut faire enlever au burin la 1re tête du rivet (celle qui n'a pas été faite à la bouterolle) et vérifier s'il y a contact entre la tige et le trou.

Un point important pour obtenir une bonne rivure est de commander les tiges assez longues (voir le nº 1) ; si elles sont trop courtes l'ouvrier ne peut les refouler, car il a toujours besoin de la même quantité de matière pour former la rivure, il doit donc économiser en ne produisant qu'un refoulement insuffisant de la tige.

Pour obtenir un bon refoulement, dans le rivetage à la main, le diamètre des rivets ne peut être supérieur à 22 millimètres et l'épaisseur de l'assemblage ne peut dépasser 60 millimètres, au delà il convient d'employer le rivetage à la machine.

En règle générale la machine donne un travail supérieur à la main, car elle produit un meilleur remplissage des trous.

Pour obtenir le maximum de serrage entre les tôles il faut que le rivet soit exécuté à une température convenable : s'il est exécuté trop chaud, la tige s'allonge en se refroidissant et se contractant et le serrage des tôles ne se produit pas ; s'il est exécuté trop froid, le raccourcissement dû à la contraction a une trop faible amplitude et encore une fois le serrage manque d'énergie.

L'expérience indique que pour obtenir le maximum de serrage avec des rivets en fer ou acier très doux il convient que la rivure soit terminée dans le voisinage de 600° (rouge sombre) (1).

***

19. Frottement entre les Tôles.—Le frottement résultant du serrage des tôles a été démontré il y a longtemps par *Clark* en Angleterre : il a pris trois tôles de 16 millimètres (FIG. 27) et les a réunies par un rivet de 22.3 millimètres, le trou de la tôle centrale était ovalisé de façon que celle-ci ne portait pas sur la tige du rivet ; l'effort nécessaire pour déterminer le premier glissement s'est élevé à 5670 kgs, ce qui par millimètre carré de section du rivet nous donne 7^k3 ; dans d'autres expériences on a trouvé 13 kg.

FIG. 27

Les résultats d'expérience quant à la valeur du frottement sont d'ailleurs excessivement variables, ainsi pour un assemblage à simple recouvrement (FIG. 28) et trous ovalisés on a trouvé une adhérence atteignant 22 kgs par millimètre carré de section de rivet ; toutefois il paraît que pour une rivure courante bien exécutée on ne peut tabler sur une adhérence dépassant 10 kgs.

FIG. 28

L'adhérence a une très grande importance, car elle est appelée à compenser les défectuosités de contact entre la tige du rivet et le trou des tôles et barres, défectuosités qui existent toujours quelques précautions que l'on prenne.

Voici par exemple ce qui a été constaté par Mr Considère dans un assemblage de 6 tôles *très soigneusement* exécuté, ces 6 tôles formaient une épaisseur de 72 millimètres et étaient assemblées par rivets de 25 : on rabota l'assemblage par le milieu d'un rivet et on constata (FIG. 29) qu'entre certaines tôles et la tige il y avait en *a* des vides atteignant $\frac{1}{2}$ millimètre, et ce malgré le refoulement énergique exercé sur la tige lors du rivetage ; de là on peut conclure que dans les

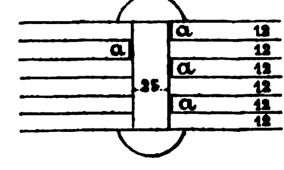


FIG. 29

(1) Voici les températures correspondant aux divers aspects d'un fer chaud :

Jaune orangé vif 1150° ; jaune orangé 1100 ; cerise clair 1000° ; cerise 900 ; cerise naissant 800 ; rouge très sombre 650 ; rouge disparaissant 550 ; rouge disparu 500 ; immédiatement après disparition du rouge 400.

assemblages courants qui naturellement sont exécutés avec moins de soins les vides de 1 millimètre ne doivent pas être rares.

Comme nous le disons ci-dessus c'est l'adhérence due au frottement entre les tôles qui compense les défectuosités de contact entre tige et trou et permet de calculer les assemblages d'après les formules basées sur la seule résistance au cisaillement des rivets ; toutefois pour les assemblages épais il sera bon de prendre pour charge de sécurité au cisaillement un taux moindre que celui habituel, c'est-à-dire moindre que $\frac{4}{5}t$.

⁂

20. Trous poinçonnés et trous forés. — Le forage est une action lente et graduelle qui laisse intact le métal entourant le trou, le poinçonnage est une action brutale qui écrouit le métal et y crée des tensions initiales très élevées, d'où comme conséquence, tout autour du trou une zone de métal qui a perdu beaucoup de sa faculté de résistance.

FIG. 30

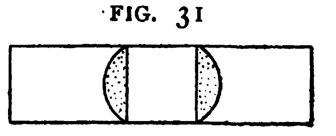
Prenant une éprouvette de largeur l et y poinçonnant un trou de diamètre d, (FIG. 30), on constate que la charge de rupture sur la section nette $[(l - d)e]$ est beaucoup moindre que celle obtenue quand on essaie l'éprouvette sans trou ; pour le fer soudé et le fer homogène la diminution de résistance atteint en moyenne 20 % ; elle peut aller jusque 30 et 40 % pour l'acier, même relativement doux.

Mr Barba a constaté que sur le pourtour du trou poinçonné il y a un anneau de métal tout à fait dénaturé (FIG. 31), métal sans consistance qui s'égraine sous la moindre pression ou traction, et ce métal réagit sur la restant de la section de la barre (à la façon d'un coup de burin peut-on dire) et diminue sa résistance statique et surtout sa résistance vive : une éprouvette poinçonnée rompt sous des chocs beaucoup moins intenses que la même éprouvette à l'état naturel.

Il a été constaté que, par le recuit, le métal de l'anneau (FIG. 31) reprend ses qualités premières et comme conséquence le métal de l'éprouvette au droit du trou reprend sa résistance première, ou tout au moins la plus grande partie de cette résistance, le déchet n'est plus guère que de 5 %.

On a constaté que le même résultat est obtenu si on alèse le trou poinçonné de façon à enlever tout l'anneau de métal dénaturé, alésage qui doit être poussé de façon à agrandir le diamètre du trou de 2 à 3 millimètres, selon l'épaisseur de la tôle.

FIG. 31



En résumé, le forage des trous doit être préféré au poinçonnage, d'abord parce qu'il n'altère pas le métal et ensuite parce qu'il donne une meilleure coïncidence ; d'autre part, comme la résistance statique des barres forées dépasse d'au moins

20 °/₀ celles poinçonnées, et que la résistance au choc est plus grande dans des proportions bien plus fortes encore, il vaut la peine de payer la main-d'œuvre supplémentaire du forage, main-d'œuvre qui est d'ailleurs assez faible depuis l'emploi des foreries multiples : 100 trous poinçonnés coûtent 0,25 fr. de main-d'œuvre, forés ils coûtent 1 franc, et en somme le facteur perçage des trous est peu important dans la main-d'œuvre totale d'un pont.

Le poinçonnage avec recuit n'est guère pratique, car le recuit gondole les tôles, et il est coûteux.

Aujourd'hui on paraît assez disposé à pratiquer le poinçonnage avec alésage, je ne crois pas qu'il y ait une économie sérieuse de main-d'œuvre dans cette manière de faire, car il faut manœuvrer deux fois les pièces pour les conduire au poinçonnage et à l'alésage ; ensuite, à moins d'une surveillance des plus sévère, on n'obtiendra pas un alésage convenable, le constructeur aura une propension à poinçonner le plus grand possible de façon à ne devoir aléser que le moins possible, $\frac{1}{2}$ ou 1 millimètre ; en somme j'estime que là où on veut éviter les inconvénients du poinçonnage il faut imposer le forage et ne pas passer par l'intermédiaire incertain du poinçonnage avec alésage (1).

⁂

Aujourd'hui il est universellement admis que l'acier doux pour les grandes constructions métalliques ne peut être poinçonné, les uns imposent le forage, les autres se contentent du poinçonnage avec alésage.

Quant au fer, voilà cinquante ans qu'on le poinçonne et, il faut bien le dire, jamais la pratique n'a révélé d'inconvénients provenant de ce poinçonnage, il a fallu les expériences précises de MM. Barba, Considère et autres pour faire soupçonner qu'il était altéré par le poinçonnage.

J'estime cependant que le forage est à conseiller même pour les constructions en fer, d'abord parce qu'il n'augmente guère le coût total, ensuite parce qu'il donne une construction de qualité supérieure.

⁂

Maintenant se pose la question : quelle est l'influence du poinçonnage et du forage sur les formules établies ci-avant pour le calcul des assemblages ? Cette influence est nulle, car les formules sont établies en fonction de t la charge de sécurité à la traction du métal ; donc, que l'on fore ou poinçonne, ce sont les mêmes formules que l'on appliquera sauf à y introduire des coefficients de sécurité différents ; ainsi par exemple pour calculer des rivures avec trous forés on pourra remplacer la tête n° 1 par celle n° 2, celle n° 2 par celle n° 3, et celle n° 3 par celle n° 4 (FIG. 6 à 10) selon les divers cas.

(1) Sur ces questions voir aussi : *Importance de l'alésage des trous de rivets*, par M. Mesnager, *Annales des Ponts et Chaussées*, juillet et août 1914.

LIVRE V

PLAQUES PLANES ET EMBOUTIES

Fonds plats de chaudières et cylindres à vapeur. Pistons.
Bordages de portes d'écluse. Tabliers de ponts.

1. Le Chap. I traite des plaques circulaires planes d'épaisseur quelconque chargées uniformément ou tout au moins symétriquement, cas qui se rencontre pour les fonds des chaudières et ceux des cylindres à vapeur et aussi pour les pistons des machines à vapeur.

Le Chap. II traite des plaques carrées ou rectangulaires,planes ou embouties, d'épaisseur relativement faible (tôles) telles qu'on les emploie pour les bordages des portes d'écluse et quelquefois pour les tabliers des ponts de route ou de chemins de fer.

CHAPITRE I.

PLAQUES CIRCULAIRES PLANES.

§ 1. Théorie générale des plaques circulaires planes chargées uniformément ou symétriquement.

2. Soit r le rayon de la plaque AB (FIG. 1); cette plaque est appuyée soit au pourtour, soit au centre, avec ou sans encastrement, peu importe pour la théorie générale.

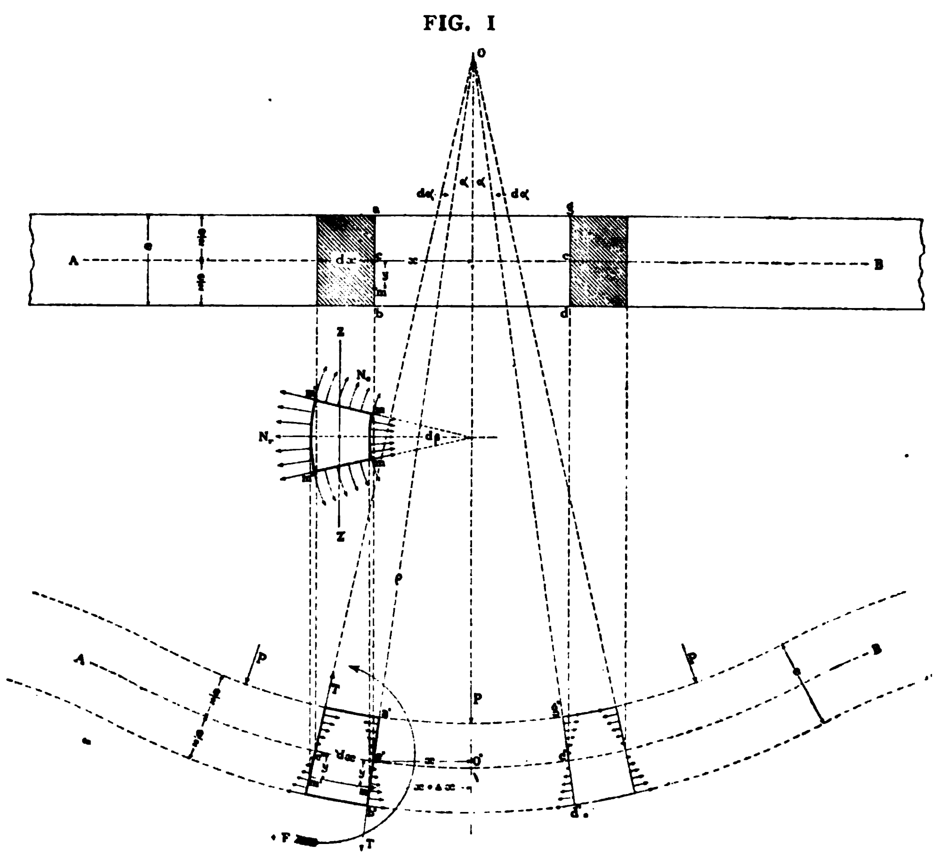
Soit e son épaisseur et p la charge uniformément répartie par unité de surface ; nous aurons spécialement en vue dans ce qui va suivre le cas de la charge uniforme, cependant nos développements sont valables pour le cas de deux ou plusieurs charges symétriques par rapport au centre, et aussi pour le cas d'une charge locale au centre.

Sous l'effet de la charge la plaque plane AB prend la forme d'un solide de révolution A′B′ dont l'axe est OO′ ; solide qui s'infléchit à sa périphérie (ainsi que l'indique le trait interrompu de la figure) si la plaque est encastrée sur son pourtour.

Nous admettons que la déformation de la plaque obéit aux trois hypothèses suivantes :

1° Les fibres contenues dans le plan moyen AB, plan qui après flexion vient en A'B', ne subissent ni allongement ni raccourcissement ; en d'autres termes AB est le plan des fibres neutres.

FIG. I



2° La surface cylindrique quelconque *abgd* devient après flexion la surface conique *a'b'g'd'* dont le rayon moyen a la valeur x du rayon de la surface cylindrique ; en d'autres termes la surface cylindrique pivote autour de sa circonférence neutre *cc* qui après flexion vient sans subir de variation en *c'c'*.

3° La surface conique est, suivant la circonférence *c'c'*, normale à la surface neutre A'B'.

De ces trois hypothèses il résulte que, dans le cas figuré, les fibres situées au-dessus de *c'c'* sont comprimées, celles situées en dessous, étendues.

Ces trois hypothèses sont analogues à celles admises pour la flexion des prismes droits.

Nous désignons par 2α l'angle au sommet de la section diamétrale du cône *a'b'g'd'*.

Nous isolons de la plaque déformée un tronçon conique d'épaisseur dx (correspondant à un angle $d\alpha$ au sommet) et de longueur correspondant à un angle $d\beta$ au centre de la section droite ; c'est le tronçon figuré en gros traits ; ce tronçon est soumis aux forces suivantes :

1° Sur ses deux faces radiales il y a les forces dues à la variation de longueur des fibres circulaires.

2° Sur ses deux faces circulaires il y a les forces dues à la variation de longueur des fibres radiales et en outre deux efforts tranchants T.



Considérons une fibre circulaire m à la distance y de l'axe neutre $c'c'$; son rayon, avant déformation, était x, après déformation il est $(x+\Delta x)$; son coefficient d'allongement est donc

$$i_c = \frac{2\pi(x+\Delta x) - 2\pi x}{2\pi x} = \frac{\Delta x}{x}$$

désignant par ρ la distance c'O, nous avons :

$$\frac{x+\Delta x}{x} = \frac{\rho + y}{\rho} \quad \text{d'où} \quad \Delta x = y\frac{x}{\rho}$$

Vu la faible inflexion que prennent nécessairement les plaques planes fléchies, la valeur de ρ est toujours très grande relativement à x et on peut poser :

$$\frac{x}{\rho} = \sin\alpha = \alpha$$

donc :

(1) $$i_c = \frac{\Delta x}{x} = \frac{y\alpha}{x}$$

voilà l'expression de l'allongement par unité de la fibre circulaire m, allongement dû à la déformation de la plaque ; cet allongement est le même (à un infiniment petit près) pour toutes les fibres circulaires allant de m à m' dans le tronçon considéré, et il est le même pour les fibres aboutissant sur les deux faces radiales de ce tronçon, car cette variation de longueur est constante sur tout le pourtour d'une même fibre circulaire.



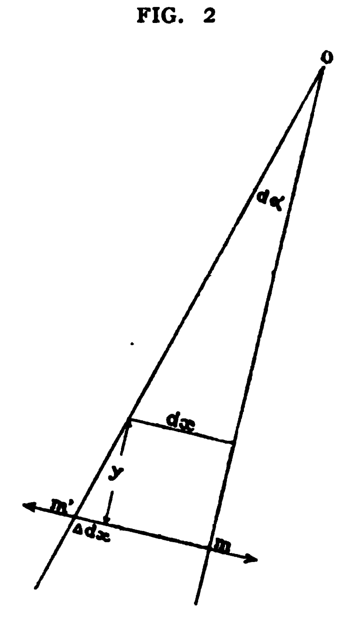
Recherchons maintenant la valeur du coefficient d'allongement i_r des fibres radiales qui aboutissent aux faces circulaires du tronçon considéré, pour ce faire évaluons i_r pour la fibre radiale mm' (FIG. 2), nous avons

(2) $$i_r = \frac{mm' - dx}{dx} = \frac{\Delta . dx}{dx} = y . \frac{d\alpha}{dx}$$

Voilà l'expression générale de la variation de longueur par unité des fibres radiales au droit du tronçon considéré.



FIG. 2



Nous venons de déterminer i_c et i_r en fonction des déformations de la plaque, nous allons les exprimer en fonction des fatigues développées.

Désignons par N_c N_r les fatigues sur les faces radiales et circulaires de la couche de fibres *mm'* (FIG. 1), nous avons entre ces fatigues et les déformations les relations données au n° 47 du Tome I :

$$i_c = \frac{1}{E}[N_c - nN_r] \qquad i_r = \frac{1}{E}[N_r - nN_c]$$

d'où nous déduisons :

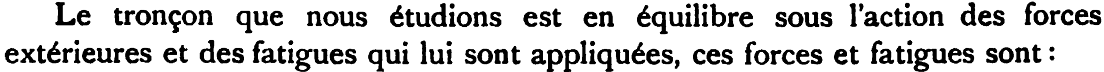
$$(4) \quad N_c = \frac{E}{1-n^2}(i_c + ni_r) \quad (5)\ N_r = \frac{E}{1-n^2}(i_r + ni_c)$$

et en remplaçant i_c et i_r par leurs valeurs (1) et (2)

$$(6) \qquad N_c = \frac{E}{1-n^2}\left[\frac{\alpha}{x} + n\frac{d\alpha}{dx}\right]y$$

$$(7) \qquad N_r = \frac{E}{1-n^2}\left[n\frac{\alpha}{x} + \frac{d\alpha}{dx}\right]y$$





Le tronçon que nous étudions est en équilibre sous l'action des forces extérieures et des fatigues qui lui sont appliquées, ces forces et fatigues sont :

a) La pression p agissant sur la face supérieure du tronçon.

b) Les fatigues N_r N_c agissant sur les quatre faces latérales.

c) Enfin les efforts tranchants T agissant sur les deux faces circulaires ; il n'y a pas d'effort tranchant sur les deux faces radiales à cause de la symétrie de forme et de sollicitation de la plaque.

Nous allons exprimer que la somme des moments de ces diverses forces par rapport à un axe *zz* passant par le milieu de dx et normal au plan bissecteur de l'angle $d\beta$ est nulle.

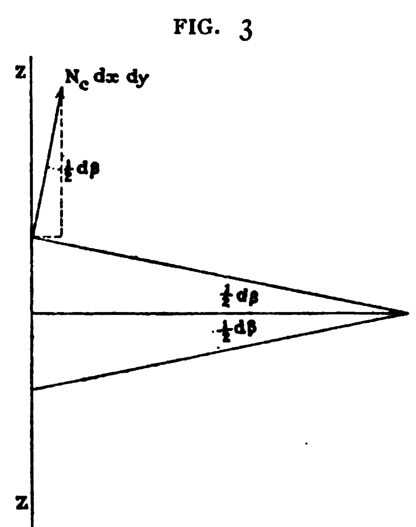
Le moment de p est nul, car la résultante de p passe par *zz*.

Évaluons d'abord le moment des N_c qui agissent sur les deux faces radiales *mm'* dont la superficie est :

$$mm' \times dy = (dx + \Delta.dx)dy = (dx + yd\alpha)dy$$

vu la faible valeur des déformations de la plaque, l'expression $yd\alpha$ est très faible en comparaison de dx et pratiquement il n'y a aucune erreur d'en faire abstraction, donc : $mm' \times dy = dx\ dy$. L'effet de la fatigue N_c sur une face mm' a donc pour valeur : $N_c\ dx\ dy$ et sa composante normale à zz est (voir FIG. 3) : $\frac{1}{2} N_c\ dx\ dy\ d\beta$ et pour les deux faces mm' :

FIG. 3



$$N_c\ dx\ dy\ d\beta$$

et le moment *p. r.* à zz est :

$$yN_c\ dx\ dy\ d\beta$$

d'où en remplaçant N_c par sa valeur :

$$y\ dx\ dy\ d\beta \frac{E}{1-n^2}\left[\frac{\alpha}{x}+n\frac{d\alpha}{dx}\right]y$$

Ce moment, qu'il s'agisse de fibres mm' au dessous ou au-dessus de la couche neutre A'B', est toujours dirigé dans le sens de la flèche F (FIG. 1), nous l'affectons du signe +: si, par exemple, nous considérons les fibres circulaires qui agissent sur le tronçon au-dessus de son axe neutre $c'c''$, nous voyons qu'elles compriment les faces radiales de ce tronçon, leur composante normale à zz est donc dirigée vers la gauche et par conséquent le moment par rapport à zz est encore dirigé dans le sens de F ainsi que dit ci-dessus.

Le moment total des fatigues N_c pour l'ensemble des deux faces radiales du tronçon est :

$$(8) \qquad \frac{+E}{1-n^2}\left[\frac{\alpha}{x}+n\frac{d\alpha}{dx}\right]dxd\beta\int_{-\frac{e}{2}}^{+\frac{e}{2}}y^2dy = \frac{+Ee^3}{12(1-n^2)}\left[\frac{\alpha}{x}+n\frac{d\alpha}{dx}\right]dxd\beta$$

***

Évaluons maintenant le moment dû aux fatigues N_r qui agissent sur les fibres mm et $m'm'$ de la FIG. 1.

La fibre mm a pour superficie : $mm \times dy = (x+\Delta x)d\beta dy$
et le moment par rapport à zz des fatigues N_r agissant sur cette fibre est :

$$+y.N_r(x+\Delta x)d\beta dy$$

Remplaçant N_r par la valeur trouvée en (7) nous avons :

$$\frac{+E}{1-n^2}\left[n\frac{\alpha}{x}+\frac{d\alpha}{dx}\right](x+\Delta x)\ d\beta \times y^2dy$$

et ce moment est affecté du signe + car il a le sens de la flèche F de la FIG. 1 ; le moment total sur la face intrados du tronçon est donc :

$$\frac{+E}{1-n^2}\left[n\frac{\alpha}{x}+\frac{d\alpha}{dx}\right]\int_{-\frac{e}{2}}^{+\frac{e}{2}}(x+\Delta x)\,d\beta\times y^2dy$$

$[(x+\Delta x)\,d\beta]$ est la longueur de la fibre mm, cette longueur est variable avec y, car la face intrados est un trapèze, mais il n'y a aucune erreur pratique de le remplacer par le rectangle ayant la dimension $(x\,d\beta)$ qui est celle du trapèze au niveau de la fibre neutre, cela admis l'intégrale devient :

$$\frac{+E}{1-n^2}\left[n\frac{\alpha}{x}+\frac{d\alpha}{dx}\right]xd\beta\,\frac{e^3}{12}$$

Passons à l'évaluation du moment dû à l'action des fatigues N_r sur les fibres intrados $m'm'$; chaque fibre $m'm'$ a pour superficie :

$$m'm'\times dy=(x+\Delta x+dx+\Delta dx)\,d\beta\,dy$$

Le moment par rapport à zz des fatigues N_r agissant sur cette fibre est :

$$-y.\;N_r(x+\Delta x+dx+\Delta dx)\,d\beta\,dy$$

il est affecté du signe — car il est de sens contraire à la flèche F de la FIG. 1.

La valeur de N_r agissant sur $m'm'$ est égale à celle donnée par l'expression (7) augmentée de sa différentielle par rapport à x :

$$N_r=\frac{E}{1-n^2}\left[n\frac{\alpha}{x}+\frac{d\alpha}{dx}+n\frac{xd\alpha}{x^2}-n\frac{\alpha dx}{x^2}+\frac{d^2\alpha}{dx^2}dx\right]y$$

le moment total pour la face extrados est donc :

$$\frac{-E}{1-n^2}\left[n\frac{\alpha}{x}+\frac{d\alpha}{dx}+\frac{nd\alpha}{x}-\frac{n\alpha dx}{x^2}+\frac{d^2\alpha}{dx^2}dx\right]\int_{-\frac{e}{2}}^{+\frac{e}{2}}(x+\Delta x+dx+\Delta dx)d\beta\times y^2dy$$

les fibres $m'm'$ qui ont des longueurs variables dont l'expression est :

$$(x+\Delta x+dx+\Delta dx)d\beta$$

peuvent, pour le même motif que ci-dessus, être remplacées par la fibre de longueur moyenne $(x+dx)d\beta$ qui est la dimension du trapèze au niveau des fibres neutres, cela admis on trouve, pour le moment ci-dessus, l'expression :

$$\frac{-E}{1-n^2}\left[n\frac{\alpha}{x}+\frac{d\alpha}{dx}+\frac{nd\alpha}{x}-\frac{n\alpha dx}{x^2}+\frac{d^2\alpha}{dx^2}dx\right](x+dx)d\beta.\frac{e^3}{12}$$

Le moment résultant de l'action des fatigues N_r sur les faces intrados et extrados du tronçon est la différence des deux moments que nous venons de trouver, sa valeur est, en négligeant les infiniment petits du 2^d ordre :

(9) $$\frac{-E\,e^3}{12(1-n^2)}\left[\frac{d\alpha}{dx}(1+n)+x\frac{d^2\alpha}{dx^2}\right]d\beta dx$$

Il nous reste à calculer le moment dû aux efforts tranchants T ; l'effort tranchant total qui agit sur la face intrados $a'b'g'd'$ du cône FIG. 1 a pour valeur: $\pi x^2 p$ par conséquent la portion qui agit sur la face intrados du tronçon est :

$$T = \pi x^2 p \cdot \frac{d\beta}{2\pi} = \frac{px^2}{2} d\beta$$

son moment par rapport à l'axe zz est : $-\frac{px^2}{2} d\beta \frac{dx}{2}$

sur la face extrados du tronçon, nous avons : $T = \pi(x+dx)^2 p \cdot \frac{d\beta}{2\pi} = \frac{p(x+dx)^2}{2} d\beta$

son moment par rapport à zz est : $-\frac{p(x+dx)^2}{2} d\beta \frac{dx}{2}$

Et le moment total dû aux efforts tranchants est donc, en négligeant les infiniment petits d'ordre supérieur :

$$(10) \qquad -\frac{px^2}{2} dx d\beta$$

***

Additionnant les trois moments (8), (9) et (10) et simplifiant nous obtenons l'équation statique :

$$x \frac{d^2\alpha}{dx^2} + \frac{d\alpha}{dx} - \frac{\alpha}{x} + \frac{6(1-n^2)p}{Ee^3} x^2 = 0 \qquad \text{posant} \qquad A = \frac{6(1-n^2)p}{Ee^3}$$

l'équation différentielle prend la forme :

$$x^2 \frac{d^2\alpha}{dx^2} + x \frac{d\alpha}{dx} - \alpha + Ax^3 = 0$$

cette équation linéaire du second ordre a pour intégrale générale :

$$(11) \qquad \alpha = -\frac{A}{8} x^3 + Bx + \frac{C}{x}$$

qui contient les deux constantes d'intégration B et C que nous avons à déterminer par les conditions de pose de la plaque.

La formule (11) est la formule générale des plaques circulaires fléchies par une charge uniforme ou des charges symétriques, nous allons l'appliquer à des cas particuliers.

§ 2. Plaque encastrée sur le pourtour.

3. Formule de stabilité. — Ce cas est celui d'un fond de cylindre solidement boulonné ; les conditions de pose sont :

pour $x = 0 \quad \alpha = 0$ et pour $x = r \quad \alpha = 0$

introduisant ces valeurs dans (11) nous obtenons $C = 0$; $-\frac{A}{8}r^3 + Br = 0$

donc $B = \frac{Ar^2}{8}$ et l'équation (11) devient : $\alpha = \frac{-Ax^3}{8} + \frac{Ar^2}{8}x = \frac{Ax}{8}(r^2 - x^3)$

ce qui nous donne :

$$\frac{\alpha}{x} = \frac{A}{8}(r^2 - x^2) = \frac{3(1-n^2)p}{4Ee^3}(r^2 - x^2)$$

$$\frac{d\alpha}{dx} = \frac{A}{8}(r^2 - 3x^2) = \frac{3(1-n^2)p}{4Ee^3}(r^2 - 3x^2)$$

Substituant ces valeurs dans les expressions de i_c i_r N_c N_r données en (1) (2) (6) et (7), de plus remplaçant y par $\frac{e}{2}$, nous obtenons les maxima pour diverses valeurs de x, nous les consignons dans le tableau ci-dessous :

VALEURS DE x	Valeurs pour n différent de zéro				valeurs pour $n = 0$			
	i_c	i_r	N_c	N_r	i_c	i_r	N_c	N^r
au centre $x = 0$	$\frac{3(1-n^2)}{8E} \times \frac{r^2}{e^2}p$	$\frac{3(1-n^2)}{8E} \times \frac{r^2}{e^2}p$	$\frac{3(1+n)}{8} \times \frac{r^2}{e^2}p$	$\frac{3(1+n)}{8} \cdot \frac{r^2}{e^2}p$	$\frac{3r^2p}{8Ee^2}$	$\frac{3r^2p}{8Ee^2}$	$\frac{3r^2p}{8e^2}$	$\frac{3r^2p}{8e^2}$
$x = r\sqrt{\frac{1}{3}}$	$\frac{(1-n^2)}{4E} \cdot \frac{r^2}{e^2}p$	0	$\frac{r^2}{4e^2}p$	$\frac{nr^2}{4e^2}p$	$\frac{r^2p}{4Ee^2}$	0	$\frac{r^2p}{4e^2}$	0
à la circf. $x = 0$	0	$\frac{-3(1-n^2}{4E} \cdot \frac{r^2}{e^2}p$	$\frac{-3n}{4} \cdot \frac{r^2}{e^2}p$	$\frac{-3r^2}{4e^2}p$	0	$\frac{-3r^2p}{4Ee^2}$	0	$\frac{-3r^2p}{4e^2}$

Nous voyons par ce tableau qu'à la circonférence les déformations et les valeurs de N sont affectées du signe —, ce qui indique qu'au pourtour les fibres situées *sous* la surface neutre sont comprimées et non pas étendues ainsi que nous l'avons supposé en établissant les formules générales, par contre les fibres situées *au-dessus* de la surface neutre sont étendues.

Nous voyons par ce tableau que le maximum de fatigue se produit à la circonférence encastrée et a pour valeur, abstraction faite du signe, $N_r = \frac{3r^2p}{4e^2}$

désignant par t la charge de sécurité permise on a : $t = \frac{3r^2p}{4e^2}$; d'où $e = 0{,}87\, r\sqrt{\frac{p}{t}}$

Si nous posons $P = \pi r^2 p$, l'expression générale de e peut se mettre sous la forme:

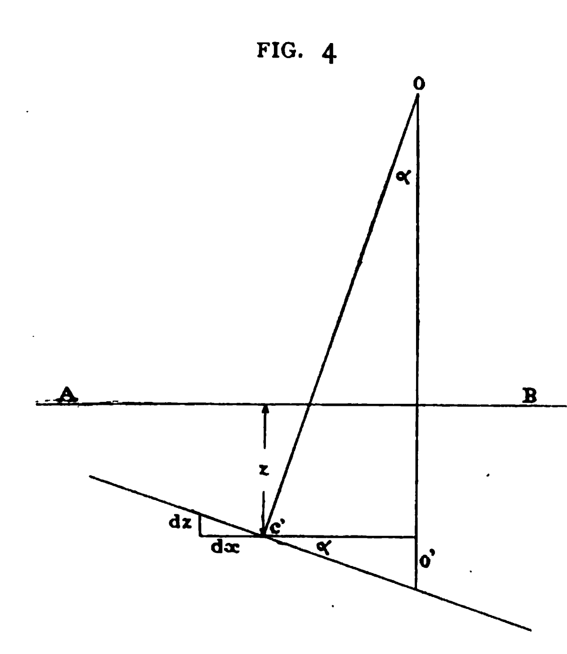
$$e = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{3P}{\pi t}}$$

ce qui nous indique que l'épaisseur requise pour la plaque est la même pour une même charge totale P, quel que soit le rayon de la plaque, ce résultat est confirmé par l'expérience et avait déjà été constaté par Mariotte.



4. Flèche. — D'après nos hypothèses fondamentales la droite $c'O$ de la FIG. 1 est normale en c' au méridien de la surface neutre, (voir aussi FIG. 4) ; la tangente en c' à ce méridien fait donc un angle α avec la normale à l'axe OO' donc avec le diamètre AB de la plaque non déformée ; nommant z la distance verticale de c' à l'axe AB avant déformation nous avons :

FIG. 4



$$\frac{dz}{dx} = - tg\alpha = -\alpha = -\frac{Ax}{8}(r^2 - x^2)$$

$$z = \frac{-A}{16}\left(r^2 x^2 - \frac{x^4}{2}\right) + C$$

C se détermine par la condition que pour $x = r$, $z = 0$, d'où $C = \frac{Ar^4}{32}$

et par conséquent l'équation de la méridienne est : $z = \frac{-A}{16}\left(r^2 x^2 - \frac{x^4}{2}\right) + \frac{Ar^4}{32}$

la flèche maximum se produit pour $x = 0$ et a pour valeur $f = \frac{Ar^4}{32} = \frac{3(1 - n^2)pr^4}{16\,Ee^3}$

faisant $n = 0$ l'expression de la flèche devient : $f = \frac{3pr^4}{16\,Ee^3}$

§ 3. Plaque circulaire reposant librement au pourtour et soumise à une charge p uniformément répartie.

5. Formule de stabilité. — Soit r le rayon de l'appui, nous admettons que la charge p ne s'exerce pas en dehors de ce rayon.

Nous avons toujours l'équation générale (11) trouvée ci-avant au § 1 :

$$\alpha = -\frac{A}{8}x^3 + Bx + \frac{C}{x} \qquad (11)$$

dans laquelle B et C sont des constantes d'intégration et $A = \frac{6(1 - n^2)p}{Ee^3}$

Pour $x = 0$, $\alpha = 0$ et (11) donne $C = 0$, l'équation se réduit donc à :

$$(12) \qquad \alpha = \frac{-Ax^3}{8} + Bx$$

A la périphérie, $x = r$, la fatigue N_r est évidemment nulle ; l'expression générale de N_r est celle (7) trouvée au § 1, nous la reproduisons :

$$N_r = \frac{E}{1 - n^2}\left[n\frac{\alpha}{x} + \frac{d\alpha}{dx}\right]$$

de (12) nous tirons : $\frac{\alpha}{x} = \frac{-Ax^2}{8} + B \qquad \frac{d\alpha}{dx} = \frac{-3\,Ax^2}{8} + B$

substituant dans N_r, faisant $x = r$ et égalant à zéro nous avons :

$$n\left(\frac{-Ar^2}{8} + B\right) - \frac{3\,Ar^2}{8} + B = 0 \qquad \text{d'où nous tirons} \qquad B = \frac{Ar^2}{8}.\frac{3+n}{1+n}$$

et l'équation (12) devient :

$$(13) \qquad \alpha = \frac{-Ax^3}{8} + \frac{Ar^2}{8}.\frac{3+n}{1+n}.x$$

d'où en appliquant les résultats (1) et (2)

$$i_c = y\left(\frac{-Ax^2}{8} + \frac{Ar^2}{8}.\frac{3+n}{1+n}\right) = \frac{3(1-n)p}{4\,Ee^3}\left[-(1+n)x^2 + (3+n)r^2\right]y$$

$$i_r = y\left(\frac{-3\,Ax^2}{8} + \frac{Ar^2}{8}.\frac{3+n}{1+n}\right) = \frac{3(1-n)p}{4\,Ee^3}\left[-3(1+n)x^2 + (3+n)r^2\right]y$$

et introduisant dans (4) et (5) nous obtenons :

$$N_c = \frac{3py}{4e^3}\left[(3+n)r^2 - (1+3n)x^2\right] \qquad N_r = \frac{3py}{4e^3}\left(r^2 - x^2\right)(3+x)$$

Les valeurs maxima de i_c i_r N_c N_r correspondent à $y = \frac{e}{2}$, faisant $x = r$ et $x = 0$ nous obtenons le tableau ci-dessous :

VALEURS DE x	i_c	i^r	N	N_r	pour $n = 0$			
					i^c	i^r	N^c	N_2
au centre, $x = 0$	$\frac{3(1-n)(3+n)pr^2}{8Ee^2}$	$\frac{3(1-n)(3+n)pr^2}{8Ee^2}$	$\frac{3(3+n)pr^2}{8e^2}$	$\frac{3(3+n)pr^2}{8e^2}$	$\frac{9pr^2}{8Ee^2}$	$\frac{9pr^2}{8\,Ee^2}$	$\frac{9\,pr^2}{8e^2}$	$\frac{9pr^2}{8e^2}$
à la cirf., $x = r$	$\frac{3(1-n)pr^2}{4Ee^2}$	$\frac{-3(1-n)npr^2}{4Ee^2}$	$\frac{3(1-n)pr^2}{4e^2}$	o	$\frac{3pr^2}{4Ee^2}$	o	$\frac{3\,pr^2}{4e^2}$	o

Nous voyons par ce tableau que le maximum de fatigue se produit au centre et si nous prenons $n = 0$, ce maximum a pour valeur :

$$N_c = N_r = \frac{9pr^2}{8e^2}$$

Désignant par t la charge de sécurité permise nous avons :

$$t = \frac{9\,pr^2}{8e^2} = 1{,}125\frac{pr^2}{e^2} \qquad \text{d'où} \qquad e = \frac{3r}{4}\sqrt{\frac{2p}{t}} = 1{,}06\, r\sqrt{\frac{p}{t}}$$

Si au lieu de faire n égal à zéro, nous lui donnons la valeur $n = 0{,}25$, nous obtenons ;

$$t = \frac{9{,}75\,pr^2}{8e^2} = 1{,}22\frac{pr^2}{e^2}; \qquad \text{d'où} \qquad e = 1{,}10\, r\sqrt{\frac{p}{t}}$$

⁂

6. Flèche. — Ainsi que vu ci-dessus au nº 4 nous avons

$$\frac{dz}{dx} = -\,tg\alpha = -\,\alpha = \frac{A}{8}x^3 - \frac{Ar^2}{8}.\frac{3+n}{1+n}.x$$

d'où

$$z = \frac{A}{8}\left(\frac{x^4}{4} - \frac{3+n}{1+n}.\frac{r^2x^2}{2}\right) + C$$

$$\text{pour } x = r \quad z = 0 \qquad \text{d'où} \qquad C = \frac{-A}{8}\left(\frac{r^4}{4} - \frac{3+n}{1+n}.\frac{r^4}{2}\right)$$

d'autre part la valeur de z devient maximum pour $x = 0$, c'est là la flèche de la plaque, nous obtenons

$$f = \frac{-A}{8}\left(\frac{r^4}{4} - \frac{3+n}{1+n}.\frac{r^4}{2}\right) = \frac{3\,(1-n)\,(5+n)\,pr^4}{16\,Ee^3}$$

$$\text{pour } n = 0{,}25 \quad f = 0{,}74\frac{pr^4}{Ee^3}$$

$$\text{pour } n = 0 \qquad f = 0{,}94\frac{pr^4}{Ee^3}$$

flèche de 4 à 5 fois plus forte que celle trouvée pour la plaque encastrée.

§ 4. Plaque circulaire encastrée au pourtour et portant un trou rond au centre.

7. Formule de stabilité. — Ce cas est celui du couvercle d'un cylindre de machine à vapeur. Nous désignerons par R le rayon de la ligne des boulons fixant le couvercle et par r le rayon du trou central.

L'équation de déformation de cette plaque est toujours celle (11) trouvée au § 1, nous la reproduisons ci-dessous :

$$\alpha = \frac{-A}{8} x^3 + B x + \frac{C}{x}$$

Les constantes B et C se détermineront par les deux conditions suivantes :
1° au pourtour, pour $x = R$, $\alpha = 0$
2° au trou central la fatigue statique N_r agissant sur les fibres intérieures est nulle, donc pour $x = r$, $N_r = 0$; la valeur de N_r est donnée par l'expression (7) du § 1.

Ces deux conditions nous donnent les équations :

$$\frac{-A}{8} R^3 + BR + \frac{C}{R} = 0$$

$$-\frac{nA}{8} r^2 + nB + \frac{nC}{r^2} - \frac{3A}{8} r^2 + B - \frac{C}{r^2} = 0$$

d'où nous tirons :

$$B = \frac{A}{8} \cdot \frac{R^4(1-n) + r^4(3+n)}{R^2(1-n) + r^2(1+n)}$$

$$C = \frac{A}{8} \cdot R^2 r^2 \cdot \frac{R^2(1+n) - r^2(3+n)}{R^2(1-n) + r^2(1+n)}$$

Substituant dans les valeurs de i_c et i_r données par les expressions (1) et (2) et remarquant d'ailleurs que le maximum de ces déformations correspond à $y = \frac{e}{2}$, nous obtenons :

$$\frac{2i_c}{e} = -\frac{A}{8} x^2 + B + \frac{C}{x^2}$$

d'où :

$$\frac{2i_c}{e} \times \frac{8}{A} = -x^2 + \frac{R^4(1-n) + r^4(3+n)}{R^2(1-n) + r^2(1+n)} + \frac{R^2 r^2}{x^2} \times \frac{R^2(1+n) - r^2(3+n)}{R^2(1-n) + r^2(1+n)}$$

Pour $x = R$ on trouvera $i_c = 0$, ce qui doit être puisque la section circulaire est encastrée ; pour $x = r$ on trouve :

$$i_c = \frac{Ae}{8} \cdot \frac{R^4 + r^4 - R^2 r^2(1+n)}{R^2(1-n) + r^2(1+n)}$$

remplaçant A par sa valeur on a :

$$i_c = \frac{3(1-n^2)}{4Ee^2} \cdot \frac{R^4 + r^4 - R^2 r^2(1+n)}{R^2(1-n) + r^2(1+n)} \cdot p$$

On remarquera que si dans cette valeur on fait $r = 0$ on ne retombe pas sur la valeur trouvée dans le cas de la plaque sans trou au centre, en effet la valeur ci-dessus dérive de la condition $N_r = 0$, condition qui n'existe pas dans le cas d'une plaque pour laquelle $r = 0$.

Nous avons de même :

$$\frac{2 i_r}{e} = \frac{-A}{8} 3x^2 + B - \frac{C}{x^2}$$

d'où :

$$\frac{2 i_r}{e} \times \frac{8}{A} = -3x^2 + \frac{R^4(1-n) + r^4(3+n)}{R^2(1-n) + r^2(1+n)} - \frac{R^2 r^2}{x^2} \cdot \frac{R^2(1+n) - r^2(3+n)}{R^2(1-n) + r^2(1+n)}$$

pour $x = R$ on trouve :

$$i_r = \frac{3(2-n^2)}{4Ee^2} \cdot \frac{-R^4(1-n) + r^4(3+n) - 2R^2r^2(1+n)}{R^2(1-n) + r^2(1+n)} \cdot p$$

pour $x = r$ on trouve :

$$i_r = \frac{-3(1-n^2)n}{4Ee^2} \cdot \frac{(R^2 - r^2)^2}{R^2(1-n) + r^2(1+n)} \cdot p$$

Connaissant i_c i_r, les expressions (4) et (5) du § 1 donnent N_c N_r et permettent de résoudre complètement le problème, il suffit de suivre la marche indiquée aux § 2 et 3 ci-avant.

§ 5. Plaque avec trou central maintenue sans encastrement sur le pourtour de ce trou et libre à sa périphérie.

8. Formule de stabilité. — C'est le cas d'un piston de cylindre à vapeur non encastré sur sa tige ; la charge est uniforme et égale à p ; soit r le rayon du trou et R le rayon du pourtour de la plaque.

L'équation de la méridienne de la surface déformée est toujours celle (11) du § 1, soit :

$$\alpha = \frac{-A}{8} x^3 + Bx + \frac{C}{x}$$

Les constantes B et C se déterminent par les conditions que N_r est nul pour $x = r$ et $x = R$, donc :

$$\frac{-Ar^2}{8}(n+3) + B(n+1) - \frac{C}{r^2}(1-n) = 0$$

$$\frac{-AR^2}{8}(n+3) + B(n+1) - \frac{C}{R^2}(1-n) = 0$$

d'où $B = \frac{A}{8} \cdot \frac{n+3}{n+1}(R^2 + r^2)$; $C = \frac{A}{8} \cdot \frac{3+n}{1-n} \cdot R^2 r^2$

Substituons dans la valeur de i_c trouvée en (1) et remplaçons y par son maximum $\frac{e}{2}$, nous obtenons :

$$\frac{2i_c}{e} = -\frac{A}{8}x^2 + B + \frac{C}{x^2}$$

$$\frac{2i_c}{e} \times \frac{8}{A} = -x^2 + \frac{3+n}{1+n}(R^2 + r^2) + \frac{1}{x^2}\frac{3+n}{1-n}R^2 r^2$$

pour $x = R$ on trouve :

$$i_c = \frac{3p}{4Ee^2}\left[R^2(1-n) + r^2(3+n)\right]$$

pour $x = r$:

$$i_c = \frac{3p}{4Ee^2}\left[R^2(3+n) + r^2(1-n)\right]$$

Substituons de même dans la valeur de i_r trouvée en (2), et faisons $y = \frac{e}{2}$:

$$\frac{2i_r}{e} = \frac{d\alpha}{dx} = -\frac{A}{8}3x^2 + B - \frac{C}{x^2}$$

cette valeur est maximum pour

$$x = \sqrt{Rr}\sqrt[4]{\frac{3+n}{3-3n}}$$

substituant dans i_r nous trouvons :

$$i_r = \frac{3}{8Ee^2}\left[+(R^2+r^2)(1-n)(3+n) - 2Rr(1+n)\sqrt{3(3+n)(1-n)}\right]$$

Connaissant i_c i_r on obtient N_c N_r par les expressions (4) et (5), et, pour la suite, il suffit d'appliquer la marche des § 2 et 3 ci-avant, on arrivera ainsi à l'expression de l'épaisseur e de la plaque.

§ 6. Plaque circulaire avec trou central, encastrée sur le pourtour de ce trou et libre à la périphérie.

9. Formule de stabilité. — Ce cas réalise mieux que le précédent celui du piston d'un cylindre à la vapeur, car en fait le piston est toujours assemblé à encastrement sur sa tige ; nous supposons une charge p uniformément répartie.

L'équation de la méridienne est toujours celle (11) du § 1 :

$$\alpha = \frac{-A}{8} x^3 + Bx + \frac{C}{x}$$

pour $x = r$, $\alpha = 0$; pour $x = R$, $N_r = 0$, d'où

$$-\frac{Ar^3}{8} + Br + \frac{C}{r} = 0$$

$$-\frac{AR^2}{8}(n+3) + B(n+1) - \frac{C}{R^2}(1-n) = 0$$

qui nous donnent :

$$B = \frac{A}{8} \cdot \frac{13 R^4 + 3 r^4}{5 R^2 + 3 r^2}\,; \qquad C = \frac{-A}{8} \cdot R^2 r^2 \cdot \frac{R^2(3+n) - r^2(1+n)}{R^2(1+n) + r^2(1-n)}$$

Appliquant les expressions (1) (2) (4) et (5) on obtiendra i_c i_r N_c N_r et on en pourra déduire la solution du problème ; inutile que nous développions, ce sont toujours les mêmes calculs.

Le problème du piston est très important, en effet pour les moteurs puissants à grande vitesse il faut avoir les pistons les plus légers possibles, ce qui exige que l'on fasse travailler le métal au taux maximum, donc que l'on applique les formules les plus exactes possibles , voir sur ce sujet :

Revue de Mécanique, années 1903-4-5.

Revue Universelle de Mines et de la Métallurgie, octobre 1905.

Essais de Résistance des Pistons des Machines à vapeur, par C. Codron, Paris, Dunod, 1906.

CHAPITRE II.

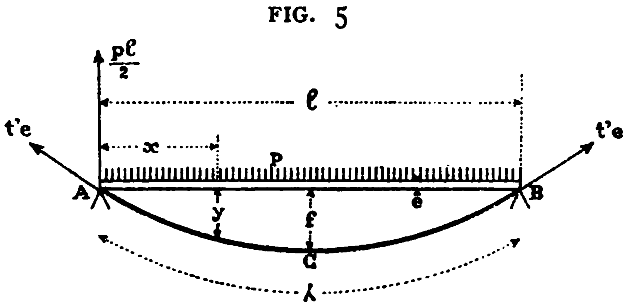
TOLES CARRÉES OU RECTANGLES PLANES, CINTRÉES OU EMBOUTIES

10. Tôles planes. — Soit, (FIG. 5), une tôle plane A B d'épaisseur e assemblée à articulation en A et B, ces deux points sont fixes et distants de l.

Il s'agit de déterminer la charge uniforme p par unité carrée que peut porter cette tôle ; nous supposons que sa largeur est égale à l'unité.

Sous l'action de la charge p, la tôle prend une certaine courbure ACB dont la flèche est f ; soit λ le développement de ACB.

FIG. 5



La tôle fatigue du chef de son allongement ($\lambda - l$) et de sa flexion, nous devons évaluer ces 2 fatigues.

Quelle que soit l'équation de la courbe ACB il n'y a aucune erreur pratique (vu la faible valeur de la flèche f) de considérer cette courbe comme étant une parabole du 2d degré, cela nous donne : $\lambda - l = \frac{8f^2}{3l}$ d'où comme valeur t' de la fatigue d'allongement :

(1) $$t' = \mathrm{E}\frac{\lambda - l}{l} = \frac{8\,\mathrm{E}f^2}{3\,l^2}$$

Nous admettons que cette fatigue est constante sur toute la longueur ACB ; elle donne sur les appuis A et B une réaction verticale et une horizontale, vu la faible inclinaison nous pouvons considérer la réaction verticale comme nulle et prendre $t'e$ comme valeur de la composante horizontale.

Recherchons maintenant la fatigue maximum t'' due à la courbure, nous avons en un point à la distance x :

$$t''_x \frac{\mathrm{I}}{v} = \mathrm{M}_x = \frac{\epsilon}{\rho} = \mathrm{E\,I}\frac{d^2y}{dx^2}$$

l'expression du moment est :

$$\mathrm{M}_x = t'ey - \frac{pl}{2}x + \frac{px^2}{2} = \mathrm{E\,I}\frac{d^2y}{dx^2}$$

t' est fonction de f, [voir égalité (1)] la détermination exacte de l'élastique est par le fait impossible, on doit recourir à une approximation : on admet que la courbure ACB est celle que prendrait la lame AB sous l'effet d'une charge uniforme p' calculée de façon à lui imprimer la flèche f de la FIG. 5, cela admis il en résulte que le maximum de fatigue par flexion se produit en la section milieu et que la fatigue t'' cherchée a pour expression :

$$t'' = \frac{p' l^2}{8} \cdot \frac{e}{2 I}$$

or nous avons :

$$f = \frac{5 p' l^4}{384 EI} = \frac{p' l^2}{8 I} \cdot \frac{5 l^2}{48 E} = \frac{2 t''}{e} \cdot \frac{5 l^2}{48 E} = t'' \cdot \frac{5 l^2}{24 Ee}$$

d'où comme valeur de t'' en fonction de la flèche

(2) $$t'' = \frac{24 Eef}{5 l^2}$$

Combinant (1) et (2) on a donc que la fatigue maximum t de la lame, fatigue qui se produit au milieu, a pour expression en fonction de la flèche :

(3) $$t = t' + t'' = \frac{8 Ef^2}{3 l^2} + \frac{24 Eef}{5 l^2}$$

Posant t égal à la charge de sécurité du métal on peut de (3) tirer f, substituant dans (1) et (2) on en déduit t' et t'' ; mais il nous reste toujours à déterminer p la charge permise sur la plaque, pour y parvenir nous remarquons que l'équilibre des moments existe autour du *c. d. g.* de la section milieu de la lame, d'où :

(4) $$t'ef - \frac{pl^2}{8} + t'' \frac{e^2}{6} = 0$$

équation où tout est connu, sauf p, on l'en déduit ; ainsi de (3) nous tirons :

(5) $$f = \frac{-9e}{10} + \sqrt{\frac{81 e^2}{100} + \frac{3 l^2 t}{8E}}$$

et l'équation (4) nous donne

(6) $$p = \frac{8}{l^2} \left[\frac{8Eef^3}{3l^2} + \frac{24Ee^3f}{30l^2} \right] = \frac{64Eef}{30l^4}(10f^2 + 3e^2)$$

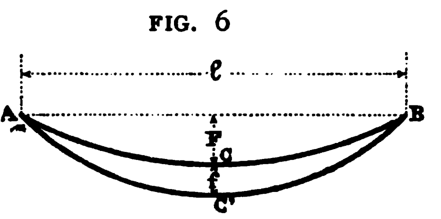
Prenons par exemple une tôle de 1 mètre de portée et 1 mètre de largeur, épaisseur 10 millimètres, $l = 1$ mètre, elle est fixée aux deux extrémités, recherchons la charge uniforme p par unité carrée qu'elle peut porter pour des charges de sécurité $t = 6^k$, 8^k et 16 kgs par $^m/_m$ carré, nous appliquons (5) et (6) et nous obtenons

pour	$t = 6$	$f = 4^{mm}9$	$p = 1129^{k}$ par mèt. carré
	$t = 8$	$f = 6^{mm}2$	$p = 1809$ par mèt. carré
	$t = 16$	$f = 10^{mm}5$	$p = 6283$ par mèt. carré

***

11. Tôle cintrée. — Soit (FIG. 6), une tôle cintrée cylindrique fixée à ses deux extrémités ; épaisseur e, portée l, flèche du cintrage F ; sa largeur est égale à l'unité ; il s'agit de déterminer la charge uniforme p par unité carrée qu'elle peut porter pour une fatigue t.

FIG. 6



Sous l'action de la charge p la tôle prend une certaine flèche supplémentaire f et un certain allongement de valeur

$$\Delta\lambda = AC'B - ACB$$

La flèche de cintrage F est toujours faible relativement à la portée, un dixième en règle générale, on peut donc évaluer les développements des deux courbes AC'B et ACB comme si c'étaient deux paraboles du 2e degré, d'où :

$$\Delta\lambda = l + \frac{8(F+f)^2}{3l} - l - \frac{8F^2}{3l} = \frac{8}{3l}(2Ff+f^2)$$

la valeur t' de la fatigue d'allongement est donc :

$$t' = \frac{8E(2Ff+f^2)}{3l\left[l+\frac{8}{3l}(F+f)^2\right]}$$

Nous pouvons, sans erreur sensible, négliger les seconds termes au numérateur et dénominateur et poser

(1) $$t' = \frac{16EFf}{3l^2}$$

Quant à la fatigue de flexion, nous admettons qu'elle se produit pour la tôle cintrée comme pour la tôle plane du n° 10, en d'autres termes qu'elle est uniquement fonction de la flèche supplémentaire f prise, donc qu'elle a la même expression que celle (2) du n° 10, soit :

(2) $$t'' = \frac{24Eef}{5l^2}$$

et nous avons donc comme expression de la fatigue maximum t, fatigue qui se produit en la section milieu :

(3) $$t = t' + t'' = \frac{16EFf}{3l^2} + \frac{24Eef}{5l^2}$$

Si nous prenons pour t la valeur de la charge de sécurité, nous pouvons de (3) tirer f et substituant dans (1) et (2) déterminer t' et t'' ; la valeur de p se calculera en établissant l'équation des moments autour du *c. d. g.* de la section milieu de la tôle, nous avons :

(4) $$t'e(F+f) - \frac{pl^2}{8} + t''\frac{e^2}{6} = 0$$

équation où tout est connu, sauf p.

Ainsi de (3) nous tirons :

(5) $$f = \frac{15tl^2}{8E(10F+9e)}$$

et substituant dans (4) nous obtenons :

(6) $$p = \frac{64Eef}{30l^4}\left[20F(F+f)+3e^2\right]$$

Pour un calcul préparatoire on pourra simplifier (5) et (6) en négligeant les termes relativement petits, ce qui nous donnera :

(7) $$f = \frac{15tl^2}{80EF}\ ;$$ (8) $$p = \frac{64Eef}{30l^4} \times 20F^2$$

combinant (7) et (8) on aura encore : (9) $$p = \frac{8etF}{l^2}$$

⁂

12. Exercice. — Soit à calculer une tôle cintrée de portée $l = 1$ mèt., $F = 0^{m}10$, $e = 0^{m}01$, sa largeur est égale 1 mèt., il s'agit de rechercher la charge uniforme p par mèt. carré qu'elle peut porter pour une fatigue de 8 kgs par millim. carré ; E est pris égal à 20.000 par millimètre.

La formule (5) donne $f = 0^{\text{mèt.}}00069$.

La formule (6) donne $p = 58968$ kgs par mèt. carré.

Et si on applique la formule simplifiée (9) on trouve

$p = 64000$ kgs par mèt. carré

Nous verrons ci-après que ces résultats sont corroborés par l'expérience.

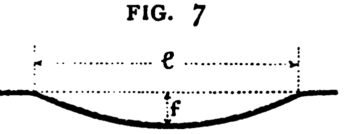


13. Tôle emboutie. — Une tôle emboutie travaille dans les deux sens et l'établissement de formules par des considérations semblables à celles exposées ci-dessus pour les tôles cintrées est très compliqué, mais on peut déduire des formules semi-empiriques de celles établies pour les tôles cintrées (1) : consi-

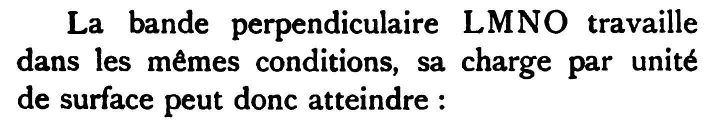
(1) Voir *Génie Civil* n° du 25 novembre 1899, une note de Mr M. Koechlin.

dérons dans une tôle emboutie, FIG. 7, une bande médiane ABCD : l'expérience prouve que cette bande travaille comme une tôle cintrée et nous pouvons lui appliquer la formule simplifiée (9) du n° 11, la charge p_1 par unité de surface qu'elle peut porter a donc pour expression

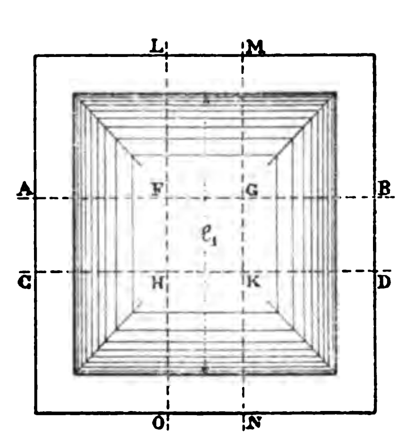
FIG. 7



$$p_1 = \frac{8etF}{l^2}$$



La bande perpendiculaire LMNO travaille dans les mêmes conditions, sa charge par unité de surface peut donc atteindre :



$$p_2 = \frac{8etF}{l_1^2}$$

Les deux charges p_1 p_2 donnent dans la partie commune FGHK des deux bandes des fatigues perpendiculaires qui réagissant l'une sur l'autre ont pour effet, en vertu de la contraction latérale, de se diminuer l'une l'autre, la partie centrale FGHK peut donc porter par unité de surface une charge :

(1) $$p = p_1 + p_2 = 8etF\left(\frac{l^2 + l_1^2}{l^2 l_1^2}\right)$$

et on admet que ce qui peut être porté par la partie centrale peut aussi l'être par les parties constituant les 4 angles de la tôle emboutie, donc la formule (1) donne la charge par unité permise pour cette tôle.

Si la tôle emboutie est un carré de côté l la formule (1) devient :

(2) $$p = \frac{16etF}{l^2}$$

***

14. Exercice. — Supposons une tôle emboutie carrée pour laquelle $l = 1$ mt, $F = 0^m,10$, $e = 0^m,01$; nous prenons $t = 8^k$ par millim. carré, l'expression (2) nous donne comme charge permise par mètre carré $p = 128000$ kgs.

Pour vérifier approximativement ce résultat supposons que la tôle emboutie soit remplacée par une calotte sphérique de 1 mètre de corde, 10 ctm. de flèche et 10 m/m d'épaisseur, et recherchons la pression p par unité de surface qu'elle peut porter, la fatigue admise étant de 8 kgs par millim. carré. — Le rayon de la sphère de la calotte est

$$r = \frac{\left(\frac{l}{2}\right)^2 + F^2}{F^2} = 1^m30$$

la résistance de cette sphère est : $2\pi ret = 656000$ kgmes,

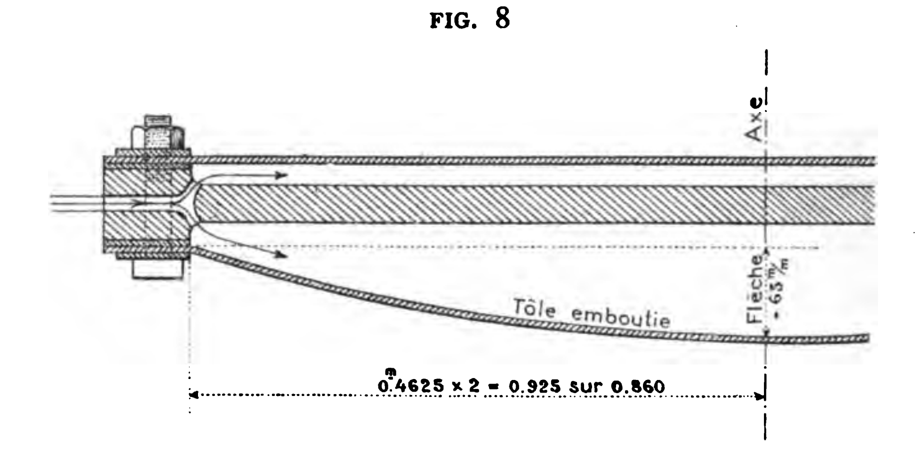
donc elle peut supporter une pression par mètre carré de : $\frac{656000}{\pi r^2} = 124000$ kgs,

ce qui est sensiblement la charge trouvée ci-dessus pour la calotte emboutie.



15. Expériences. — M. Galliot, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, a soumis à l'expérience des tôles planes et embouties de 925 × 860 ayant des épaisseurs de 2 1/2 et 5 millimètres ; les tôles embouties avaient une flèche de 65 millimètres. — L'expérience était disposée comme l'indique la FIG. 8 : les tôles

FIG. 8



étaient assemblées sur un cadre en fonte très rigide au moyen de boulons de 20 espacés de 50 millimètres, l'étanchéité du joint était assurée par un cuir disposé entre les tôles et le cadre, les têtes et écrous des boulons étaient serrés sur des lattes de fer de 15 millim. d'épaisseur appliquant bien régulièrement les tôles sur les cuirs. L'essai se faisait au moyen d'eau refoulée dont la pression était mesurée par un manomètre.

Ces essais ont mis en évidence la grande résistance des tôles embouties, on a pu certaines fois pour des tôles de 5 millimt. d'épaisseur pousser la pression jusque 15 et 20 atmosphères ; c'est toujours par l'ovalisation des trous d'attache que les tôles cédaient.

Calculons par la formule (1) du n° 13 la charge que peut porter pour $t = 10^k$ une tôle emboutie comme celles essayées :

$l = 925$ millim. $\quad l_1 = 860$ mm. $\quad e = 5$ millim. $\quad F = 65$ mm.

nous avons $p = 8 \times 5 \times 10 \times 65 \left(\frac{\overline{925}^2 + \overline{860}^2}{\overline{925}^2 \times \overline{860}^2} \right) = 0^k 065$ par millimt. carré

soit par mètre carré $p = 65000$ kgs.

Pour 20 kg de fatigue, la charge pourrait d'après la formule atteindre 130000 kgs soit 13 atm.; à partir de cette fatigue commencent les grandes déformations qui surtout se localisent autour des trous d'attache et les ovalisent.

On voit que ces résultats de la formule cadrent avec ceux des expériences de M. Galliot (1).

Les tôles planes s'emboutissent quelquefois sous l'effet de la forte pression, et alors elles résistent comme des tôles embouties et la formule à leur appliquer n'est plus celle (6) du n° 10, mais celle (1) ou (2) du n° 13 ; ainsi M. Galliot est parvenu à faire supporter 20 atm. à une tôle plane de 5 millimt., sous cette pression elle avait pris une flèche permanente de 50 millimt., c'est-à-dire qu'elle s'était emboutie en prenant un bombement de 50 millimètres et cette déformation permanente n'avait pas altéré sa faculté de résistance.

A ces hautes pressions la fatigue de flexion t'' peut être considérée comme nulle, il ne subsiste guère que la fatigue directe t'.

Les expériences de M. Galliot indiquent clairement que c'est suivant les médianes des plaques que les fatigues sont les plus grandes, c'est-à-dire que ce sont les bandes ABCD et LMNO de la FIG. 7 qui fatiguent le plus, et elles indiquent aussi, par les déformations relevées, que ces fatigues sont constantes sur le pourtour de chaque bande, c'est-à-dire que chacune travaille comme la tôle cintrée du n° 11, ce qui justifie l'approximation sur laquelle est établie la théorie du n° 13.

---

(1) Pour plus de détails voir « *Annales des Ponts et Chaussées,* » 2e trimestre de 1902, p. 196 et suivantes.

LIVRE VI

CHAUDIÈRES

Dans une chaudière à vapeur il y a à calculer :

a) La paroi cylindrique pressée intérieurement.

b) Les fonds bombés en demi-sphère ou calotte sphérique.

c) Les fonds plats circulaires.

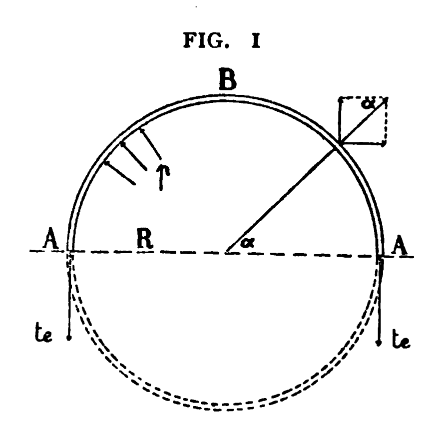
d) Les tubes ou parois cylindriques pressés extérieurement.

e) Les parois planes carrées ou rectangulaires des boîtes à feu.

§ 1. Paroi cylindrique pressée intérieurement. (1)

La paroi cylindrique d'une chaudière est toujours d'une épaisseur relativement faible comparée à son rayon, or nous avons vu en notre Tome IV, nº 6, que dans ce cas la fatigue due à une pression uniforme intérieure ou extérieure peut être considérée comme constante sur l'épaisseur de la tôle. — Soit donc un cylindre de rayon intérieur égal à R et de longueur égale à l'unité, il subit une pression uniforme intérieure égale à p par unité de surface ; son épaisseur est e et sa fatigue t ; pour établir la relation entre la pression et la fatigue nous coupons le cylindre en deux suivant un diamètre AA et nous considérons l'équilibre du demi-cylindre ABA, nous établissons l'équation statique des composantes normales à AA ; la composante normale des fatigues sur chaque section A est te ; prenons sur la paroi intérieure un élément infiniment petit à l'extrémité du rayon faisant un angle α avec AA, la superficie de cet élément est $Rd\alpha$, la pression qu'il supporte est $pRd\alpha$ dont la composante normale à AA est $pR \sin \alpha d\alpha$, et l'équation statique de l'équilibre de ABA est :

FIG. I



$$2te = \int_0^{180^\circ} pR \sin \alpha d\alpha = pR\left(- \cos \alpha \right)_0^{180^\circ} = 2pR$$

(1) La théorie du calcul des réservoirs est donnée plus complètement en notre Tome IV, Chap. I, § 4 à 7.

d'où

$$(1) \qquad te = pR$$

L'épaisseur e donnée par cette formule doit être augmentée dans la mesure du déforcement produit par les trous de rivets de la couture des tôles ; en règle générale il faudra multiplier cette épaisseur par

$\frac{100}{47}$ si la couture est à recouvrement et simple rangée de rivets

$\frac{100}{66}$ si la couture est à recouvrement et double rangée de rivets

$\frac{100}{63}$ si la couture est à chaîne et simple rangée de rivets

$\frac{100}{82}$ si la couture est à chaîne et double rangée de rivets.

voir dans le présent tome le Livre III nos 5, 6, 8, 9, 11 et 13.

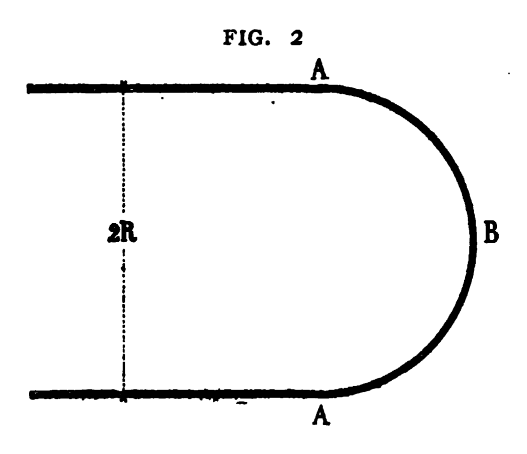
Outre ce renforcement nécessité par les trous de rivet, on ajoute quelquefois une surépaisseur destinée à parer aux effets d'une corrosion de certaines parties de la tôle de la chaudière, cette surépaisseur peut dans certains cas aller jusque 3 millimètres.

Si on considère l'équilibre du cylindre sous l'effet d'une traction longitudinale due à la pression sur les deux fonds, on trouve une fatigue moitié moindre que celle donnée par l'expression (1).

§ 2. Fond en demi-sphère. — Calotte emboutie sphérique.

Dans le cas d'une sphère de faible épaisseur pressée intérieurement on peut, comme pour le cylindre, considérer la fatigue comme constante sur l'épaisseur de la paroi. — Soit donc FIG. 2 une sphère de rayon intérieur R subissant une pression intérieure p par unité de surface, son épaisseur est e et sa fatigue t, nous la coupons suivant un diamètre AA et nous considérons l'équilibre de la demi-sphère ABA se raccordant soit avec l'autre demi-sphère, soit avec le cylindre de diamètre AA, nous établissons l'équation statique des composantes suivant la normale à AA ; la composante des fatigues est $2\pi R te$, celle des pressions sur la demi-sphère ABA est $\pi R^2 p$, nous avons donc $2\pi R te = \pi R^2 p$

FIG. 2



d'où

$$(2) \qquad 2\,te = p\,R$$

résultat qui nous indique qu'à égalité de fatigue et de pression l'épaisseur de la sphère peut être moitié de celle du cylindre de même diamètre, mais en réalité on lui donne la même épaisseur.

Aujourd'hui on ne termine plus les corps cylindriques des chaudières par des demi-sphères mais par des calottes sphériques embouties d'une pièce, FIG. 3, calottes dont le rayon R_1 est notablement plus grand que celui du corps cylindrique ; pour calculer l'épaisseur de ces calottes on admet à titre d'approximation que leur fatigue pour une pression p est la même que celle qui se développerait dans une sphère complète de même rayon, d'où la formule déduite de (2) ci-dessus

FIG. 3

$$2\,te = p\,R_1$$

Pour que la calotte ait *théoriquement* la même épaisseur que le corps cylindrique il faut que l'on ait

$$(3) \qquad \frac{p\,R_1}{2} = pR \qquad \text{d'où} \qquad R_1 = 2R$$

ce qui correspond pour la calotte FIG. 3 à une flèche de valeur f donnée par l'expression

$$(4) \qquad f = 0{,}27\,R$$

Pour la calotte il n'y a aucune augmentation d'épaisseur du chef de l'assemblage, puisque celui-ci se fait suivant la circonférence AA et que suivant cette circonférence l'équation d'équilibre est :

$$2\pi\,Rte = \pi\,R^2 p$$

donc fatigue moitié moindre que celle de la calotte de rayon $R_1 = 2R$, mais fatigue qui est doublée approximativement du chef des trous de rivets d'assemblage lequel est genéralement à recouvrement et simple rangée de rivets, donc l'épaisseur nette trouvée pour la calotte est suffisante pour le rebord par lequel elle s'assemble avec le cylindre ; or pour celui-ci l'épaisseur e donnée par la relation (1) doit, du chef des trous d'assemblage, être augmentée et rendue égale à ne, le coefficient n étant supérieur à l'unité ; l'équation pratique de l'égalité d'épaisseur entre le corps cylindrique et la calotte sphérique est donc non pas celle (3) mais celle ci-après :

$$(5) \qquad \frac{pR_1}{2} = np\,R \qquad \text{d'où} \qquad R_1 = 2nR$$

Si, par exemple, les coutures du corps cylindrique sont à recouvrement simple,

on a $n = \frac{100}{47}$, soit 2 en chiffre rond, et l'équation d'égalité d'épaisseur est: $R_1 = 4R$ ce qui donne comme flèche de la calotte FIG. 3 : $f = 0{,}13\ R$

§ 3. Fonds plats circulaires à bords emboutis.

Nous avons vu au Livre IV, § 2, n° 3, qu'une plaque circulaire de rayon R encastrée au pourtour et supportant une pression uniforme p par unité de surface devait avoir pour épaisseur

FIG. 4

$$e = \frac{R}{2}\sqrt{\frac{3p}{t}} = 0{,}87\ R\sqrt{\frac{p}{t}}$$

et au § 3, n° 5, nous avons vu que la même plaque reposant librement au pourtour devait avoir pour épaisseur :

$$e = \frac{3R}{4}\sqrt{\frac{2p}{t}} = 1{,}06\ R\sqrt{\frac{p}{t}}$$

or d'après la FIG. 4, il y a encastrement partiel et par conséquent on peut prendre une valeur intermédiaire entre les deux ci-dessus, donc admettre la formule :

$$e = R\sqrt{\frac{p}{t}}$$

L'épaisseur nette e' du corps cylindrique, est donnée par l'expression (1), ci-avant : $e' = R\frac{p}{t}$, et si on compare e à e' on a :

$$\frac{e}{R} = \sqrt{\frac{e'}{R}} \qquad \text{d'où} \qquad e = \sqrt{R\,e'}$$

et en définitive on calcule l'épaisseur du fond plat par cette dernière formule sauf que pour la sécurité on y remplace e' non pas par l'épaisseur nette du corps cylindrique mais par son épaisseur réelle. — Cette formule nous paraît donner une bien forte épaisseur.

§ 4. Cylindres pressés extérieurement. — Parois planes carrées ou rectangulaires des boîtes à feu.

Les épaisseurs et dispositifs d'exécution des tubes cylindriques pressés extérieurement se déterminent par des formules empiriques ; il en est de même des épaisseurs des parois planes carrées ou rectangulaires des boîtes à feu de certaines chaudières, ainsi que des entretoises ou traverses les consolidant; nous devons renvoyer pour ces divers points aux ouvrages traitant spécialement de la construction des chaudières.

LIVRE VII

BOIS

1. Généralités. — Le bois est un matériau de construction d'une nature tout aussi hétérogène que la maçonnerie, de plus étant mis en œuvre il est exposé à subir de profondes variations dans ses qualités résistantes : la dessication graduelle provoque des fentes qui altèrent sensiblement la solidarité entre les divers éléments d'une même pièce, l'humidité engendre la pourriture dans les assemblages ; enfin le bois est exposé à certaines maladies mycotiques (dues à des *mycètes* ou champignons) qui détruisent complètement sa fibre résistante, la réduisent en poussière (carie sèche) et entraînent l'affaissement des planchers, des charpentes et même leur effondrement ; ces maladies mycotiques règnent quelquefois à l'état épidémique, telle est celle fameuse connue sous le nom de *champignons des maisons* qui à certaines époques s'est attaquée à presque toutes les constructions en bois d'une même région. — A côté de ces maladies proprement dites il y a l'attaque par certains vers, tel le taret qui fait tant de ravages dans le bois de chêne en contact avec l'eau de la mer et ce jusqu'aux niveaux des hautes mers de mortes eaux.

L'*aubier* est la partie du bois la plus exposée aux pourritures et caries diverses, et à l'attaque des vers, aussi doit-il être absolument exclu de toutes les pièces destinées à une construction définitive, car la maladie commencée dans l'aubier se transmet ensuite très facilement au bois proprement dit.

Pour mettre les bois à l'abri des pourritures diverses on recourt aux injections de substances antiseptiques, au créosotage, etc. — Le meilleur moyen est encore de les maintenir dans une atmosphère sèche souvent renouvelée.

Depuis que l'industrie fournit à bas prix le fer et l'acier et depuis le béton armé, le bois a beaucoup perdu de son importance comme matériau de grande construction, on ne le rencontre plus guère que dans les planchers et toitures des maisons, les pilots des fondations, et enfin dans les constructions provisoires, ponts, cintres, échafaudages, étançonnages de mines ; toutefois il paraît reprendre quelque peu faveur, voir ci-après le nº 17.

La résistance d'une pièce de bois dépend non seulement de son essence mais encore d'une foule d'autres circonstances dont les principales sont l'âge, la nature du terrain de croissance, l'exposition, l'époque de l'abattage (dans nos climats le

mois de décembre paraît être le moment le plus favorable), et enfin le degré de dessication.

***

2. Diverses espèces de bois. — Dimensions. — Prix. — Les bois les plus fréquemment utilisés dans la grosse charpenterie sont le *chêne* et surtout le *sapin* du Nord ou d'Amérique, toutefois aujourd'hui on commence à employer certains bois tropicaux tels le *Greenhart* (1) et le *Manbarklak* qui viennent de la Guyane, et aussi le *Karri* et le *Jarrah* qui sont des bois d'Australie (2).

Le *Greenhart* et le *Manbarklak* sont excellents pour travaux maritimes, ils sont absolument réfractaires à l'attaque du taret.

Ces bois de Guyane et d'Australie peuvent s'obtenir sous de très fortes dimensions, savoir :

Equarrissage au gros bout :	$30^c \times 30^c$	jusque	12 mètres de longueur
id.	$35^c \times 35^c$	—	15 mètres.
id.	$50^c \times 50^c$	—	20 et 25 mètres.

Les dimensions commerciales des sapins du Nord sont :

Poutres de Riga, équarrissage $30^c \times 35^c$
Poutrelles de Dantzig, de $20^c \times 20^c$ à $28^c \times 28^c$
Madriers du Nord : $8^c \times 28^c$, $8^c \times 23^c$, $8^c \times 21^c$, $8^c \times 18^c$,
Battens : $7^c \times 18^c$, $7^c \times 17^c$,
Chevrons : $8^c \times 8^c$, $8^c \times 6^c$, $9^c \times 9^c$, $7^c \times 6^c$.

Il est à noter que ces dimensions sont en fait de $\frac{1}{2}$ à $\frac{3}{4}$ de centimt. plus faibles, cet *en moins* provient du trait de scie : ainsi un batten de 7×18 a en réalité 62×172 millimètres, et on en tire 3 chevrons de 7×6 qui en réalité ont 62×52 millimètres ; néanmoins pour l'évaluation des cubes dans les métrés on doit prendre les dimensions commerciales, tel est l'usage ; si on veut faire autrement il faut le stipuler. — Les bois du Nord se subdivisent en sapin blanc (provenant de l'*Epicea*) et sapin rouge (provenant du *Pin silvestre*).

Outre les sapins du Nord (3) on rencontre encore couramment dans le commerce les sapins d'Amérique dont les principaux types sont le *Pitch-Pine* très

---

(1) Se nomme encore : *Cœur vert* ou *chêne turc*, s'emploie aussi dans notre pays pour la confection des arcs à tirer à la flèche.

(2) Le cahier des charges de la construction en 1907 du pont tournant sur l'écluse maritime du bassin Bonaparte à Anvers, porte : « Le plancher inférieur du pont aura 15 ctm. et le supérieur 5 ctm. d'épaisseur. » Les madriers du plancher inférieur et supérieur seront en bois de chêne du pays de l'espèce la plus dure » ou en bois d'*Eucalyptus d'Australie* de l'espèce dite « *Karri* ». — Le plancher inférieur sera en pièces de 25 à 30 cm. de largeur, et le supérieur en pièces de 15 à 20 ctm. de largeur.

(3) Le terme *sapin* est un terme général, car le bois débité il est impossible de dire s'il provient d'un *sapin*, d'un *pin* ou d'un *mélèze*.

rouge et très dur, le *Yelloy-Pine* jaune et plus tendre et le *Caroline-Pine* blanc et encore plus tendre ; enfin il y a encore le *Spruce* utilisé en aviation.

Le prix des bois est fortement influencé par leurs dimensions, ainsi les madriers et battens coûtent 50 fr. le mètre cube ; une poutre *Riga* coûte 60 fr. le mètre cube en dessous de 8 mètres de longueur, et atteindra 90 et 100 fr. pour une longueur de 12 mètres.

Une poutre en *pitch pine* de 12 mètres et 30 × 35 uniforme sur toute sa longueur coûte 70 à 80 frs le mètre cube, en *Greenhart* elle coûtera 150 frs, en *Karri* 200 frs et en *chêne* 300 frs. — Ces prix sont ceux avant la guerre ; actuellement (1919) il n'y a pas de prix.

Le Pitch-pine n'est pas à conseiller pour la charpenterie, il est difficile à travailler, cassant, coûteux et sujet à l'attaque des champignons.

***

3. Densité. — La densité des bois dépend beaucoup de leur degré de siccité, voici une expérience que nous avons faite en 1883 : les bois en pièces d'épaisseurs courantes ont été pesés le 6 janvier 1883, puis mis à la dessiccation au-dessus d'une chaudière à vapeur, les résultats sont consignés dans le tableau ci-dessous :

DÉSIGNATION	POIDS AU MÈTRE CUBE, LE							OBSERVATIONS
	6 janv.	13 janv.	24 janv.	2 févr.	13 févr.	8 mars	27 avril	
Bois blanc (Picard)	620k	495	465	457	444	445	450	
Chêne d'Ardenne	985	725	650	610	588	590	585	6 janv. il était très cru.
Chêne d'Amérique	982	982	675	637	588	595	590	
Orme	1052	625	540	520	508	510	510	
Teak	700	700	680	672	658	660	650	
Sapin du Nord, blanc	485	415	410	402	391	395	395	la densité permet de distinguer les 2 bois.
Sapin du Nord, rouge	705	705	560	562	544	550	550	
Pitch-Pine	820	750	730	715	695	700	695	

En somme pour apprécier le degré de siccité d'un bois il faut le peser.

Le *Karri* et le *Jarrah* ont une densité de 1120 k. étant fraîchement coupé, elle descend à 900 kgs à 12 °/₀ d'eau et à 800 k. étant complètement sec.

Le *Manbarklak* a une densité de 1250 kgs immédiatement après abattage.

Le *Yate*, autre bois d'Australie, pèse par mèt. cube, 1280 kgs étant frais ; 1150 kgs à 12 °/₀ d'eau et 1040 kgs étant sec.

§ 2. Résistance à la traction.

4. La résistance à la traction des bois n'est guère connue que par les expériences de flexion, nous renvoyons au § 4.

§ 3. Résistance à la compression.

5. La résistance des bois varie beaucoup avec leur degré hygrométrique, il paraît que des bois à 12 % d'eau peuvent présenter des résistances dépassant de 75 % celle des mêmes bois verts ou secs.

Le chêne et le sapin rouge ou blanc ont environ la même résistance à la compression, elle varie de 250 à 450 kgs par centimètre carré à la rupture lorsque celle-ci se produit sans flambage, c'est-à-dire si les supports sont courts.

La compression de rupture du *Manbarklak* monte à 650 kgs par cm², et celle du *Karri* varie de 500 à 600 et 700 kgs selon que le rapport de l'épaisseur à la longueur est 1 à 36 ; 1 à 24 ; 1 à 12.

Si les supports sont longs, le flambage est à craindre et il faut en tenir compte ; on ne peut malheureusement établir des formules, car la valeur de E est par trop incertaine, voici un tableau déduit de multiples expériences faites par Rondelet, Hodgkinson et autres (1), ce tableau donne les charges de sécurité à admettre pour les supports depuis les plus courts jusqu'aux plus élancés.

CHARGE DE SÉCURITÉ PAR CENTIMÈTRE CARRÉ DES POTEAUX RONDS, CARRÉS OU RECTANGLES A BASES PLATES

Rapport de la hauteur au diamètre ou au plus petit côté de la section.	CHÊNE ET SAPIN			OBSERVATIONS
	Qualité supérieure	Moyenne	Inférieure	
1	60	50	40k	Les charges données pour le rapport 1 sont environ le 1/7 de la charge d'écrasement.
10	52	42	32	
15	42	35,5	27	
20	36	30,6	23	
25	31	26	19	
30	26	22	17	
35	21	17,5	14	
40	16	13,6	10,4	
45	12,5	10,5	8,0	
50	10	8,5	6,5	
55	7,5	6	4,5	
60	5,0	4,2	3,2	
65	4,0	3	2,5	
70	2,0	1,7	1,3	

(1) CORDIER, *Charpentes en bois, fer et fonte*, Dunod, 1872, p. 17.

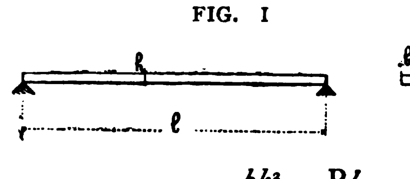
Les pilots, qu'ils soient en chêne, hêtre ou sapin, sont généralement chargés à raison de 30 à 35 kgs par centimètre carré, si, bien entendu, le refus atteint permet d'aller jusque-là. — Voir *Génie Civil* du 20-11-1909, p. 63.

Pour les bois tels que le *Greenhart*, le *Manbarklak*, le *Karri*, le *Jarrah*, on n'a pas d'expérience de flambage, mais on peut leur appliquer les chiffres du tableau ci-dessus modifiés dans le rapport de leur charge de rupture instantanée à celle du chêne.

Il faut toujours se renseigner de quelle façon les essais ont été faits, car cela influe assez sensiblement les résultats ; il faut se méfier des résultats d'essai faits sur les petites éprouvettes, parce que celles-ci sont choisies en général sans défauts, ce qui n'est pas toujours le cas pour les grandes pièces.

§ 4. Flexion.

FIG. 1



6. Les formules de flexion d'une pièce rectangulaire homogène $b \times h$ portée sur deux appuis distants de l sont, dans le cas d'une charge locale P appliquée au milieu de la portée :

(1) $$t\frac{bh^2}{6} = \frac{Pl}{4}$$ (2) $$f = \frac{Pl^3}{4Ebh^3} = \frac{8Pl^3}{32Ebh^3}$$

et dans le cas où la charge P est uniformément répartie sur toute la longueur, $P = pl$, on a :

(3) $$t\frac{bh^2}{6} = \frac{Pl}{8}$$ (4) $$f = \frac{5Pl^3}{32Ebh^3}$$

Ces formules ont été démontrées pour les matériaux homogènes, elles ne sont donc pas à priori applicables au bois, il fallait recourir à l'expérience pour se fixer sur ce point ; M. l'ingénieur *Dupin* a exécuté de nombreux essais de flexion (1) sur des pièces de chêne, hêtre, sapin, cyprès, et il a constaté :

1° Que les flèches de ces pièces étaient proportionnelles aux charges, ce qui est conforme aux formules (2) et (4).

2° Que la flèche provoquée par une charge uniformément répartie est les 0,63 de celle provoquée par la même charge concentrée au milieu, résultat qui est précisément le rapport 5 : 8 des formules (2) et (4).

3° Que les flèches sont en raison inverse du produit bh^3 et en raison directe de l^3, ce qui encore est conforme aux formules (2) et (4).

De tout quoi il résulte que les formules (2) et (4) sont applicables aux pièces de bois.

---

(1) MORIN. *Résistance des matériaux.* Paris, Hachette, 1857, p. 129-137.

La formule (1) a été mise en doute récemment, mais rien de précis n'a encore été exprimé et arrêté. Voir *Génie Civil* du 28-11-1912, p. 68, et du 28-3-1914.

L'expérience prouve encore que, dans la flexion des pièces de bois, l'hypothèse des sections planes est sensiblement réalisée, de plus le tableau ci-dessous nous montre que ces sections pivotent autour de l'axe de leur centre de gravité tout comme pour les matériaux homogènes, de tout quoi il résulte que les formules (1) et (3) ci-dessus sont aussi applicables aux matériaux en bois (1).

DÉSIGNATION	Charge locale au milieu	Flèche totale	Flèche par 100 k.	Variation de long. des fibres par 100 k. côté compr.	Variation de long. des fibres par 100 k. côté étendu	E	max. de t par m/m 2	OBSERVATIONS
Sapin :		m/m	m/m	m/m	m/m			Des expériences poussées jusque la rupture ont donné pour t, en appliquant la formule (1) ci-dessus, des valeurs de 3 à 4 kgs pour le sapin, et de 4 à 5 kgs pour le chêne.
$l = 3^m,80$	200ᵏ	2,6	1,3	0,26	0,26			
	400	5,4	1,36	0,26	0,25			
$h = 0^m,20$	600	9,6	1,6	0,25	0,24			
	800	10,9	1,2	0,24	0,23			
	1000	13,4	1,3	0,25	0,24			
$b = 0^m,15$	1200	16,3	1,4	0,25	0,25		1^k 14	
	Moyennes		1,4	0,25	0,25	820		
Chêne très sec								
$l = 3^m,80$	200	2,5	1,3	0,19	0,21			
	400	4,9	1,2	0,19	0,21			
$h = 0^m,20$	600	7,2	1,2	0,19	0,21			
	800	9,3	1,2	0,18	0,21			
	1000	11,5	1,2	0,18	0,21			
$b = 0^m,15$	1200	13,8	1,2	0,19	0,21		1^k 14	
	Moyennes		1,2	0,19	0,21	950		
Chêne moins sec								
$l = 3^m,80$	200	3,7	1,9	0,33	0,32			
	400	7,3	1,8	0,33	0,33			
$h = 0^m,20$	600	11,0	1,8	0,32	0,33			
	800	14,5	1,8	0,33	0,33			
	1000	18,2	1,8	0,32	0,32			
$b = 0^m,15$	1200	21,9	1,8	0,33	0,33		1^k 14	
	Moyennes		1,8	0,33	0,32	630		

***

Voici un autre tableau d'expériences par flexion exécutées par M. Roussel en 1898 au banc d'épreuve de Malines.

(1) Dans un mémoire de M. Tjaden résumé par M. Wildt dans la «*Revue de Mécanique*» de décembre 1913, ces formules sont contestées ; il nous semble toutefois que dans les limites où les bois fatiguent dans la pratique des constructions on peut parfaitement les utiliser ; les tableaux d'expérience ci-dessus les confirment suffisamment.

N° d'ordre	Désignation des Échantillons	Dimensions des Échantillons	Essai à la flexion. — Distance des appuis : 7 mètres. Flèches en m/m constatées sous les charges locales appliquées au milieu de la portée.																		Charge de Rupture	
			2000k	3000k	4000k	5000k	6000k	7000k	8000k	9000k	10000k	11000k	12000k	13000k	14000k	15000k	16000k	17000k	18000k	19000k	Totale	Tension à la fibre extrême $t=\frac{3Pl}{2bh^2}$
		m/m $b \times h$																			Kil.	
8523	Bois de Karri	270×300	0	12,0	16,9	20,9	24,8	31,8	38,7	45,7	53,6	62,6	71,6	83,5	99,5	126,5	—	—	—	—	16000	6,91
8524	»	»	0	7,0	13,0	18,9	24,9	29,9	35,8	41,8	48,7	54,7	61,6	66,6	73,5	81,5	88,5	97,5	110,4	—	18640	8,05
8525	»	»	0	6,9	12,9	18,8	24,7	30,7	36,6	43,6	49,5	56,5	62,4	70,4	76,3	83,3	91,2	100,2	113,2	146,2	20000	8,64
8526	»	»	0	6,0	13,9	19,9	26,8	33,8	39,7	43,7	53,7	61,6	69,6	77,6	86,5	98,5	119,5	171,4	—	—	17180	7,42
8527	Bois de Greenheart	»	0	5	10,4	15,8	21,2	26,6	32,6	38,5	44,5	50,5	55,4	60,3	67,3	77,2	79,2	83,2	90,1	—	20000	8,64
8528	»	»	0	5,9	10,9	16,8	21,7	26,7	32,6	39,6	46,5	50,5	60,6	66,6	86,7	100,8	120,8	144,7	156,7	—	19120	8,25
8529	»	»	0	4,0	9,9	14,9	19,8	24,7	30,7	36,6	40,6	41,5	—	—	—	—	—	—	—	—	14680	6,34
8530	Bois de Pitch-pine	»	0	15,0	24,9	39,9	52,8	72,9	76,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	8860	3,82
8531	»	»	0	8,0	16,9	25,9	34,8	43,8	54,8	64,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	9650	4,06
8532	»	»	0	10,0	21,9	31,9	42,8	54,8	65,7	80,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10000	4,32
8533	Bois de Pin du Nord	»	0	11,0	22,0	35,9	55,9	84,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	7560	3,26
8534	»	»	0	12,0	23,0	36,0	52,9	75,9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	7670	3,31
8535	»	»	0	9,0	18,9	26,8	35,8	44,7	53,7	63,6	74,6	86,5	108,5	—	—	—	—	—	—	—	12950	5,59

En définitive, pour l'application des formules de flexion (1) à (4) ci-dessus on prendra :

pour le chêne $t = 0^k 6$ à 1^k par millimt. carré selon qualité
$E = 600$ à 1000 selon degré de siccité

pour le sapin du Nord, rouge ou blanc
$t = 0^k 6$ à 1^k selon qualité
$E = 800$

Pour les autres bois on prendra des chiffres proportionnels déduits du tableau ci-dessus des expériences de Malines.

FIG. A — FIG. B

La grande variété qui existe dans la qualité des bois, impose d'ailleurs si on a à projeter un ouvrage important de faire des essais directs sur les bois que l'on doit employer.

Il importe que les madriers qui doivent résister par flexion aient les couches annuelles perpendiculaires à l'axe neutre (FIG. A) et non pas parallèles (FIG. B).

§ 5. Cisaillement.

7. Des multiples essais exécutés par M. Roussel à l'Arsenal de Malines nous déduisons, comme résistance moyenne au cisaillement des bois *suivant leurs fibres*, c'est-à-dire parallèles aux couches annuelles, les chiffres suivants :

Sapin	37^k par centimètre carré
Pitch Pine	67^k
Chêne	69^k
Jarrah	80^k
Karri	83^k

Nous ne connaissons pas d'expérience de cisaillement dans le sens perpendiculaire aux couches annuelles.

§ 6. Constructions en bois.

8. Planchers. — Parmi les constructions en bois les plus simples, il y a les gitages des planchers de nos maisons d'habitation ; les gites sont généralement constituées de *madriers* ou *battens* en sapin du Nord (voir n° 2) ; on ne peut pas les écarter de plus de 45 à 50 centimètres ou sinon les planches du parquet plieraient entre les gites sous le poids des personnes ou des meubles, et aussi le plafonnage sous le gitage tiendrait mal.

Les gites sont des pièces simplement appuyées aux deux extrémités et soumises à des effets de flexion, on les calcule en tablant sur une fatigue de 50 à 75 kgs par centimètre carré ; on vérifiera leur degré de flexibilité, car il importe que la flèche prise ne soit ni visible à l'œil ni sensible sous les pieds, en d'autres termes

il importe qu'en circulant sur le plancher on ne le sente pas fléchir ; nos tableaux et nos indications ci-avant permettent de faire aisément ces vérifications.

D'ailleurs on solidarise les gites par des croix en bois placées de l'une à l'autre.

⁂

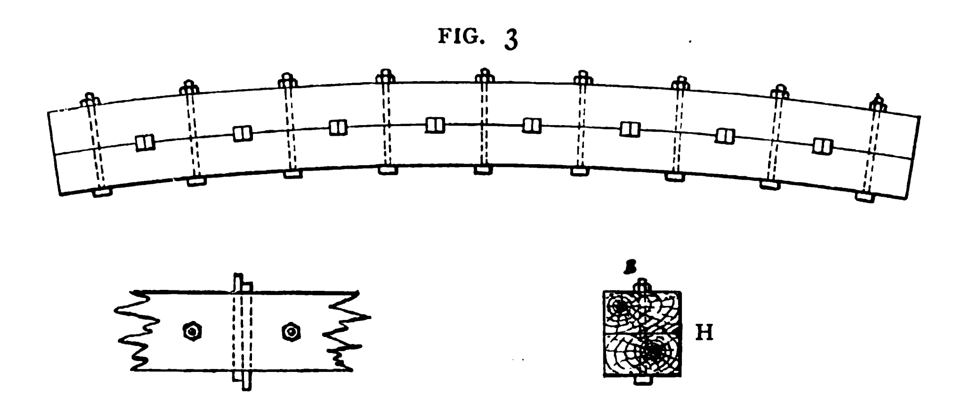
9. Poutres et sommiers. — Les poutres sont ou bien d'une pièce (voir au nº 2, les dimensions courantes) ou bien formées de madriers boulonnés ensemble, telle serait une poutre de 23 × 16 constituée de deux madriers de 8 × 23 (FIG. 2).

FIG. 2

Lorsqu'on veut des pièces de grande résistance à la flexion, on superpose deux poutres ordinaires et les rend solidaires par des cales et des boulons, tel est le sommier (FIG. 3).

On exécute ces sommiers composés avec une flèche de $\frac{1}{100}$ à $\frac{1}{60}$ de la portée: on réalise cette flèche sur le chantier avant l'assemblage des poutres, puis on pose les boulons et les serre énergiquement et enfin on pratique les en-

FIG. 3



coches pour les cales. — Ces cales ont à résister à un effet de cisaillement longitudinal θ_0 dont nous avons donné le calcul en notre Tome I, Chap. X, § 3, nº 102 ; leurs fibres sont disposées verticalement de façon que le cisaillement s'exerce perpendiculairement sur elles, ce qui permet de compter sur une résistance de sécurité de 30 à 40 kgs par cent. carré ; quant aux dents des poutres entre les cales elles subissent un cisaillement parallèle aux fibres dont la résistance de sécurité n'est guère que 6 kgs par centimètre carré, il est vrai que le frottement entre les deux poutres dû au serrage des boulons diminue sensiblement le cisaillement effectif sur les dents. Il est déjà arrivé que les cales s'exécutaient en métal.

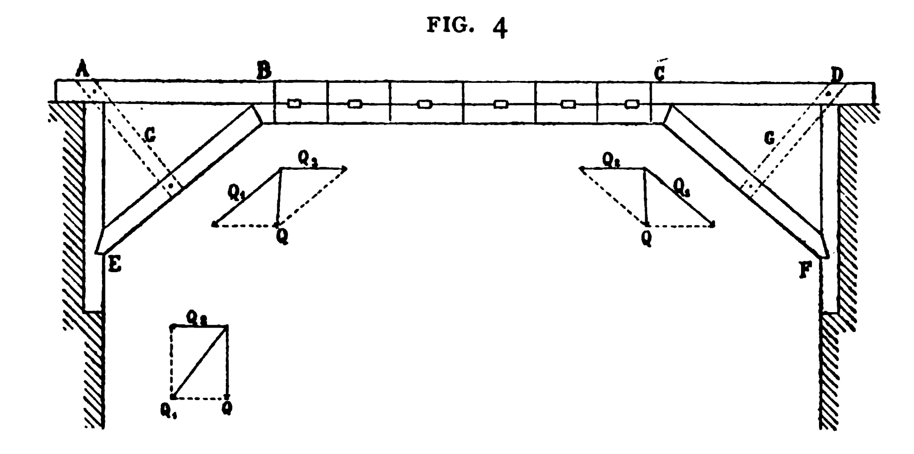
Les cales et les boulons sont plus rapprochés aux extrémités du sommier que vers le centre, parce que l'effort tranchant et par conséquent le cisaillement longitudinal va en diminuant des extrémités vers le milieu de la portée.

Dans l'application de la formule de flexion $\frac{tI}{v} = M$ au sommier constitué de deux poutres jumellées (FIG. 3) on prendra pour t les 0,75 de la charge de sécurité que l'on prendrait si le sommier était d'une pièce, car, malgré tous les soins mis dans l'exécution, la poutre jumellée est plutôt inférieure à la poutre d'une pièce.



10. Sommiers avec contrefiches. — Lorsque la portée devient considérable on emploie des sommiers avec contrefiches (FIG. 4), le calcul se fait en

FIG. 4



supposant que la poutre AD est discontinue en B et C et se compose de trois parties, deux poutres simples AB, CD et un sommier composé BC ; les points d'appui sont A, B, C et D ; ces poutres et sommier se calculent comme dit ci-dessus ; la portée BC est naturellement plus grande que celles AB et CD.

Chaque contrefiche BE, CF porte en tête une charge verticale Q d'où sur la contrefiche une compression Q_1 et sur la sous-poutre une compression Q_2 ; la compression de la contrefiche se transmet aux murs et se transforme en une poussée horizontale Q_2 et une charge verticale Q à laquelle vient s'ajouter celle agissant en A du chef de la poutre AB. — Les dimensions de la contrefiche BE se déterminent donc pour la compression Q_1 en tenant compte des indications du n° 5 sur le flambage.

On consolide quelquefois les contrefiches et les triangles d'extrémité ABE, CDF par des moises G.

Le dispositif de la FIG. 4 s'emploie quelquefois pour les ponts en bois.

Lorsque la portée est suffisamment faible les deux contrefiches se rencontrent au milieu de la portée, ce sont alors des *contrefiches butantes* et il n'y a pas de sous-poutre.

⁂

Il arrive quelquefois (FIG. 5), que la poutre principale AD est séparée de sa sous-poutre BC par des semelles transversales ; pour effectuer le calcul de ce dispositif on supposera que la poutre principale AD est discontinue en H et J,

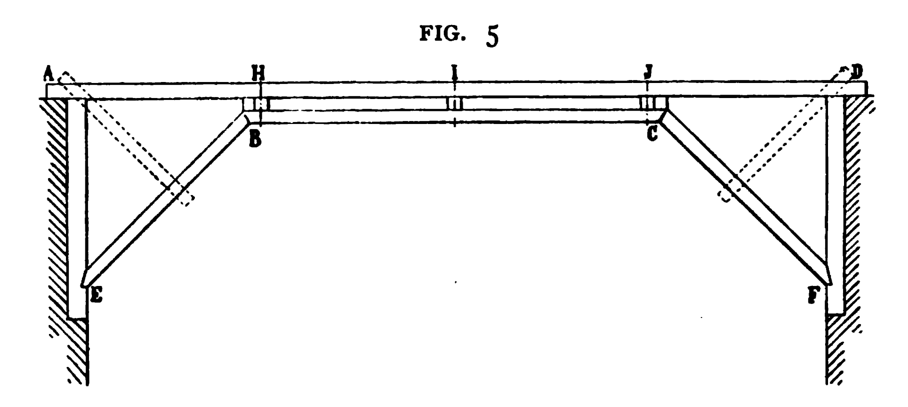


FIG. 5

donc qu'elle est subdivisée en 3 tronçons AH, HJ, JD ; quant à la sous-poutre BC, elle est solidaire de HJ, elle fléchit avec celle-ci et en outre elle est soumise à une compression directe due à l'effet des contrefiches qui la soutiennent ; celles-ci se calculent comme dit ci-avant.



11. Contrefiches multiples. — On multiplie quelquefois le nombre de contrefiches et de sous-poutres (FIG. 6), le calcul de ce dispositif multiple s'effectue en suivant la même méthode que ci-dessus au nº 10.

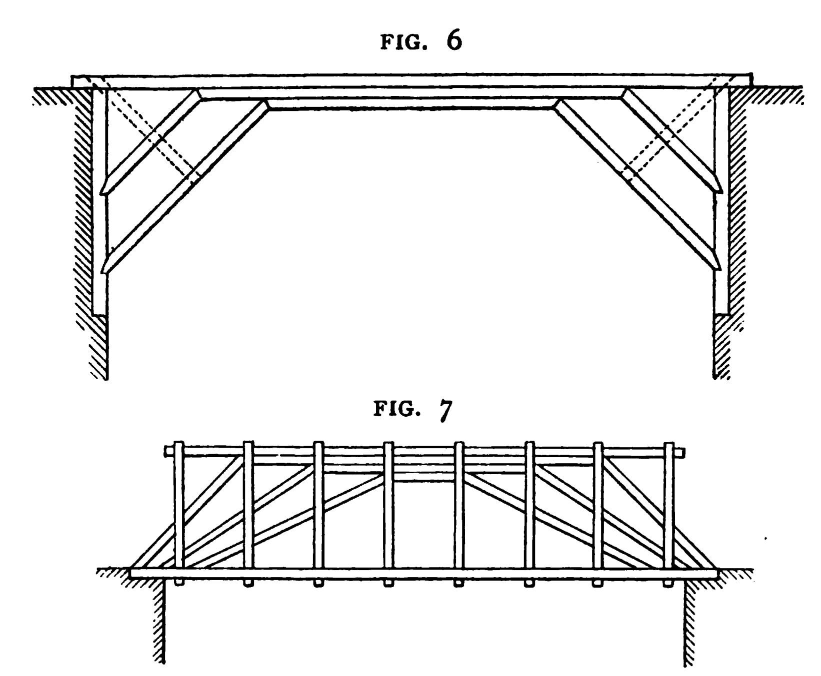

FIG. 6

FIG. 7

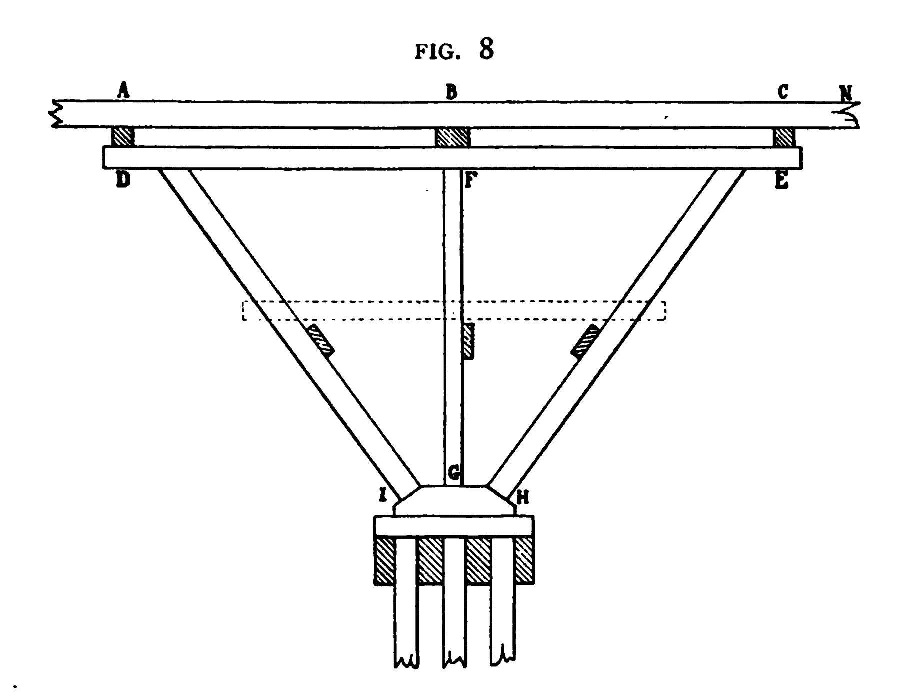
Dans les types FIG. 4 à 6 les contrefiches poussent contre les points d'appui, culées ou piles; pour supprimer cette action horizontale et par suite toute tendance au déversement des piles, palées ou culées, on a complété les sy-

stèmes précédents par un *entrait* ou tirant en bois soutenu par des liens verticaux intermédiaires et supportant le plancher du pont (FIG. 7) ; cette disposition se rencontrait notamment aux grands ponts de *Schaffouse* et de *Wettingen*, le premier à 2 arches ($51^m,97$ et $58^m,80$), le second à une seule arche ($118^m,89$) ; ils ont l'un et l'autre été brûlés pendant les guerres de Napoléon. — Voir Gauthey, tome II.



12. Consoles. — Pour les ponts à plusieurs travées supportées par des palées on soutient quelquefois les poutres principales au moyen de consoles (FIG. 8) qui en diminuent la portée.

FIG. 8



La poutre principale MN est supposée discontinue en A, B et C, on peut donc aisément déterminer les charges verticales agissant en A, B et C sur la console et par conséquent calculer les efforts agissant sur les divers éléments de cette console : traction sur DE, compression sur DI, FG et EH.



13. Fermes en bois. — Un type très simple de fermes en bois est celui FIG. 9, il se compose de 2 arbalétriers, un entrait et un poinçon : les arbalétriers portent les charges locales provenant des pannes ; l'entrait porte quelquefois un poids uniforme dû au plafond ou à des charges sur le grenier ; cette ferme en bois est supposée articulée en ses nœuds, et le calcul se fait comme il est indiqué au

n° 10, Chap. III, § 1 de notre Tome III ; si on veut déterminer les effets du vent il faut appliquer la méthode donnée au n° 16 de ce même tome.

FIG. 9

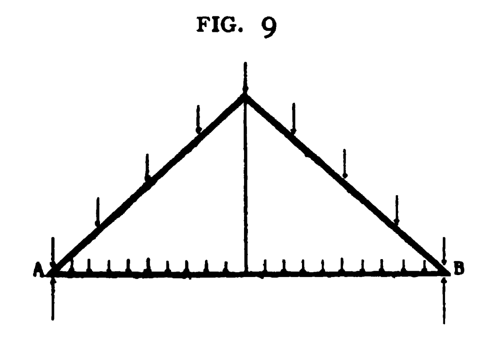
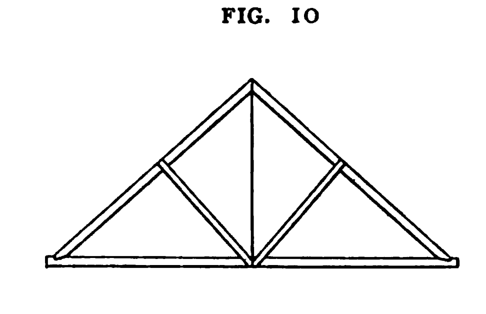


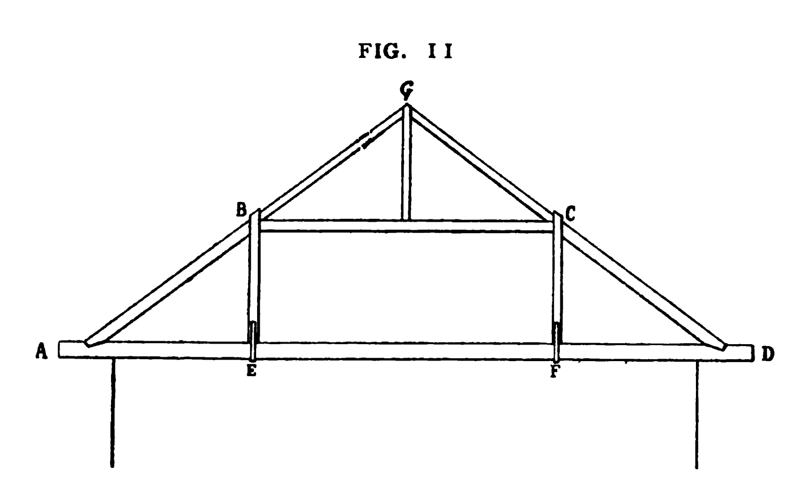
FIG. 10



La ferme FIG. 10 se calcule comme il est indiqué au n° 22 du tome III.

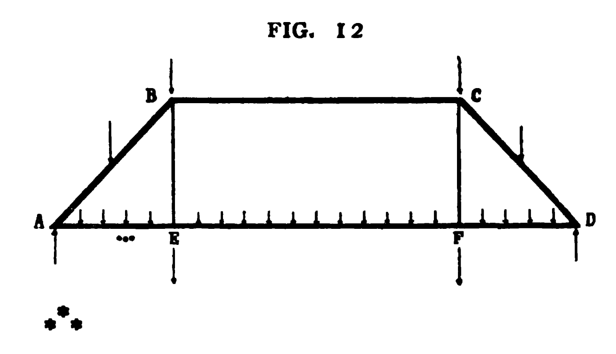
La ferme FIG. 11 se compose d'une poutre armée ABCD (FIG. 12) portant une charge uniforme sur son entrait AD, des charges locales en B et C, et aussi sur les arbalétriers AB et CD ; cette poutre est supposée articulée en tous ses nœuds, donc en A, B, C, D, E et F, elle se calcule aisément d'après les principes exposés en notre tome III.

FIG. 11



La poutre ABCD (FIG. 12) porte la ferme BCG (FIG. 11) qui est d'un des types FIG. 9 ou 10, l'entrait BC de cette ferme se confond avec la pièce BC de la poutre composée; les charges locales en B et C de la poutre composée proviennent de cette ferme BCG.

FIG. 12



***

14. Cintres en bois. — Ainsi que nous le verrons au n° 144 de notre Tome V les grandes voûtes s'exécutent aujourd'hui par tronçons isolés que l'on clave entre eux lorsque tout le cintre en est garni. — Lorsque les tronçons sont encore

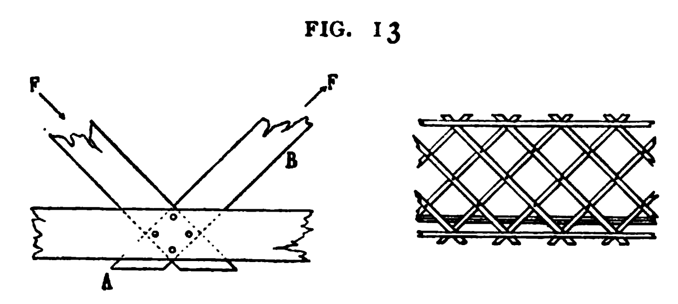
indépendants, chacun pèse verticalement sur le cintre et appliquant les principes ci-dessus on peut calculer sa charpente.

***

15. Poutres américaines système Town. — Ce sytème de poutre est un treillis multiple en bois et se calcule comme tel, voir notre Tome II, Chap. VIII.

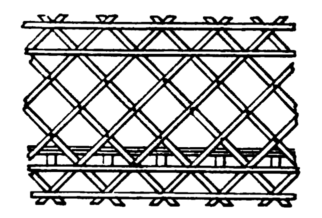
Il est composé de madriers et bois du commerce assemblés entre eux par clous ou par gournables sans aucune intervention de tenon, mortaises ou entailles quelconques ; il est disposé de façon à pouvoir aisément remplacer une pièce défectueuse quelconque.

FIG. 13



Les brides horizontales sont ou des madriers ou des poutres de 30 × 35 sciées en deux, elles sont ou bien à simple lisse FIG. 13, ou bien à double lisse FIG. 14, selon l'importance du pont ; on peut aussi accoler deux poutres en treillis (FIG. 15) et ainsi réaliser des ponts aussi solides que l'exigent les circonstances.

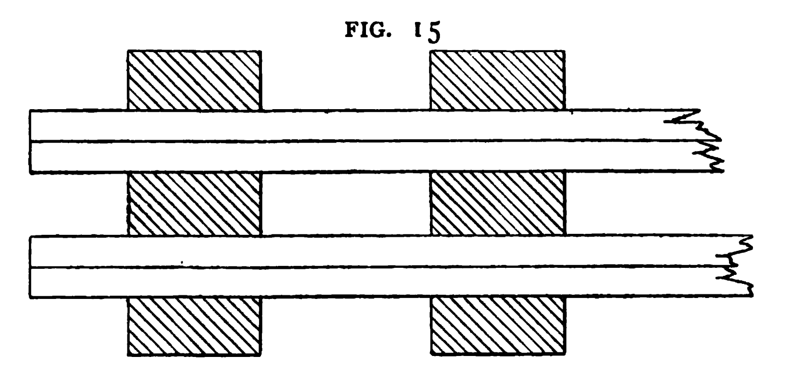
FIG. 14



Les pièces de plancher reposent directement sur les lisses horizontales (FIG. 13 et 14).

Le calcul donne les efforts par traction ou compression qui agissent sur les divers éléments de la poutre ; les assemblages doivent être l'objet d'une attention spéciale ; soit par ex. F (FIG. 13) l'effort qui agit sur la barre AB ; les boulons, clous ou gournables qui assemblent AB sur la lisse doivent résister par cisaillement à l'effort F, de plus il faut que la quantité de bois ménagée depuis les boulons ou gournables jusqu'à l'extrémité A de la pièce soit à même de résister par cisaillement à l'effort F, en définitive il faut que la barre AB sous l'effort F ne puisse se couper ou se fendre ; de plus il faut que la lisse sollicitée par les forces F agissant par traction sur AB et par compression sur l'autre barre ne soit pas exposée à se

FIG. 15



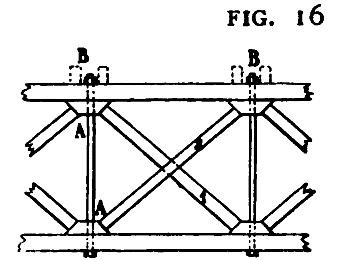
fendre dans le sens horizontal sous l'action des boulons ou gournables d'assemblage.

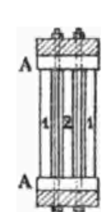
Ce système de pont en bois date des environs de 1830, on l'utilise encore aujourd'hui pour les ponts provisoires, il a servi de type aux premiers ponts métalliques en treillis.

***

16. Poutre Howe. — La poutre américaine du système *Howe* ce compose de brides et croisillons en bois, et de montants constitués de longs boulons énergiquement tendus par écrous (FIG. 16) ; les croisillons butent contre des coussinets A en bois ou en fonte.

FIG. 16

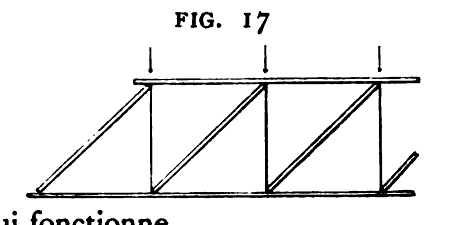




Les traverses B du tablier sont appliquées sur l'une ou l'autre bride.

Du chef de leur assemblage par simple butée les croisillons peuvent résister par compression mais non par extension; de même du chef de leur forme les montants en fer peuvent résister par extension et non par compression ; dans chaque panneau il n'y a donc jamais qu'une seule diagonale qui fonctionne, celle qui est sollicitée à la compression, et la poutre *Howe* travaille en fait comme un treillis simple à brides parallèles et doit se calculer par la méthode exposée en notre Tome II, Chapitre V, § 3 ; ainsi aux extrémités la poutre sera théoriquement du type FIG. 17 ; dans les parties centrales où les efforts tranchants changent de sens, c'est tantôt l'une, tantôt l'autre diagonale qui fonctionne.

FIG. 17



Les poutres *Howe* tout comme celles du système *Town* s'emploient quelquefois aujourd'hui pour des constructions provisoires.



17. Fermes Emy-Hetzer. — A côté des types traditionnels ci-dessus nous devons signaler quelques systèmes spéciaux de constructions.

Il y a le système du *Colonel Emy :* il compose des arcs en bois au moyen de planches assez minces (3 centimètres) courbées sur leur plat au gabarit voulu et ensuite solidarisées au moyen de calles, boulons et étriers ; solidarisation qui empêche le redressemeut et donne un arc composé de bois parfaitement sains, puisque le triage et choix des planches peut aisément se faire.

Au moyen de ce système d'arc le colonel Emy est parvenu à couvrir économiquement des espaces assez larges de 20 à 40 mèt. de portée (1).

Un constructeur allemand, Hetzer, a perfectionné le système Emy en remplaçant les étriers, calles, boulons par un collage énergique sous très forte pression ; la colle employée est réfractaire à l'eau et aux intempéries ; il obtient ainsi des poutres ou droites, ou cintrées, parfaitement saines et d'une très grande solidité, au point que si on les soumet à flexion jusque rupture on constate que celle-ci se produit non pas par cisaillement suivant les faces collées mais en plein bois des planches assemblées ; c'est donc ici comme dans les poutres homogènes la nature et qualité du bois employé qui déterminent le taux de résistance sur lequel on se basera pour les calculs de stabilité.

On réalise aussi avec ce système des poutres en bois de profil double té droites ou courbes : l'âme a 6 centimètres d'épaisseur et est constituée de lames de 2 à 4 centimètres de hauteur ; les semelles ont de 8 à 12 centimètres d'épaisseur pour 16 à 20 de largeur.

Le bois employé est généralement du sapin bien sec, toutefois on fait aussi usage de bois exotiques à grande résistance. Grâce à ces combinaisons le bois semble avoir repris une certaine faveur pour les constructions définitives, c'est ainsi que la direction des chemins de fer fédéraux de Suisse vient (1912) de prescrire à ses services de prévoir à nouveau l'emploi du bois dans l'exécution de toitures de perrons, de haltes de chemin de fer et autres dépendances de la voie : le bois présente les avantages de l'économie, de l'exécution rapide, et de la démolition tout aussi rapide et aisée en cas de nécessité, par ex. du chef de modification survenant dans les services ; enfin on peut lui donner assez facilement un aspect décoratif.

Des essais de rupture exécutés sur des fermes *Emy-Hetzer* en arcs en sapin à trois articulations ont donné des fatigues de rupture de 300 à 400 kgr par cent. carré et démontré qu'on pouvait admettre une fatigue de sécurité de 80 kgr par cent. carré.

A la suite de ces essais le département des chemins de fer suisses a fait couvrir une remise de 42 locomotives avec des fermes de 24 mètres ; et les chemins. de fer prussiens ont édifié une remise analogue dont les fermes ont 29 mèt. de portée; et diverses autres constructions ont encore été exécutées.

Il faut naturellement qu'après montage ces bois soient protégés par un enduit ignifuge contre les dangers d'incendie.

Voir : *Annales des Travanx Publics* de Belgique, t. XII, p. 528 ; et fascicule de juin 1914, p. 568. — Voir aussi le *Génie Civil* de décembre 1905.

---

(1) *Traité de l'Art de la Charpenterie*, par A. R. Emy, colonel du Génie. Liége, 1842, Avanzo et Cie. — Tome II, Chap. XXX, p. 187.

Et pour un autre système économique voir les *Annales des Ponts et Chaussées* de France, 4e trim. 1905, p. 205.

***

18. Réception de bois. — Faire une réception de bois est chose bien plus difficile que faire une réception de fer ou d'acier.

En règle générale l'attention se portera sur les points suivants :

1° Voir si les planches ne contiennent ni aubier, ni cœur.

FIG. 18

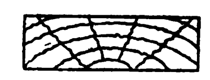


FIG. 19



Il faut éviter l'aubier pour le motif donné ci-avant au n° 1 ; il faut éviter le cœur parce que à la dessiccation des pièces avec cœur se gondolent : ainsi la Fig. 18 est une planche avec cœur qui se desséchant prendra la forme Fig. 19 avec le cœur à l'extrados (1).

Bref il faut des planches où les couches annuelles soient autant que possible parallèles.

2° Voir si le fil du bois est droit, c'est-à-dire s'il ne vient pas se couper à la surface des parois de la planche.

3° Voir si les fibres ne sont pas trop écartées, ce qui indiquerait un bois trop tendre.

4° Voir si le bois ne présente pas des traces d'échauffement, c'est-à-dire une odeur de fermentation, des rougeurs ou des trous de vers.

5° Enfin il faut que le bois ne contienne pas des nœuds vicieux, c'est-à-dire des nœuds mous ou non adhérents, et même des nœuds adhérents s'ils sont trop gros.

(1) Emy dans son ouvrage cité ci-dessus signale une courbure en sens inverse ; en tous cas j'ai vu celle Fig. 19.

TABLE DE MATIÈRES

LIVRE 1

Charpentes articulées.

CHAPITRE I.

Généralités

CHAPITRE II.

Calcul des pannes

CHAPITRE III.

Calcul des fermes

LIVRE II

Piles métalliques.

LIVRE III

Ponts suspendus.

CHAPITRE I.

Types Arnodin

CHAPITRE II.

Type du Brooklyn

CHAPITRE III.

Type de Williamsburg

CHAPITRE IV.

Types divers de ponts suspendus rigides et semi-rigides

CHAPITRE V.

Économie des ponts suspendus

LIVRE IV

Assemblages par rivets. Fer soudé. Fer fondu ou fer homogène. Acier doux.

LIVRE V

Plaques planes et embouties

CHAPITRE I.

Plaques circulaires planes

CHAPITRE II.

Tôles carrées ou rectangles planes, cintrées ou embouties

LIVRE VI

Chaudières

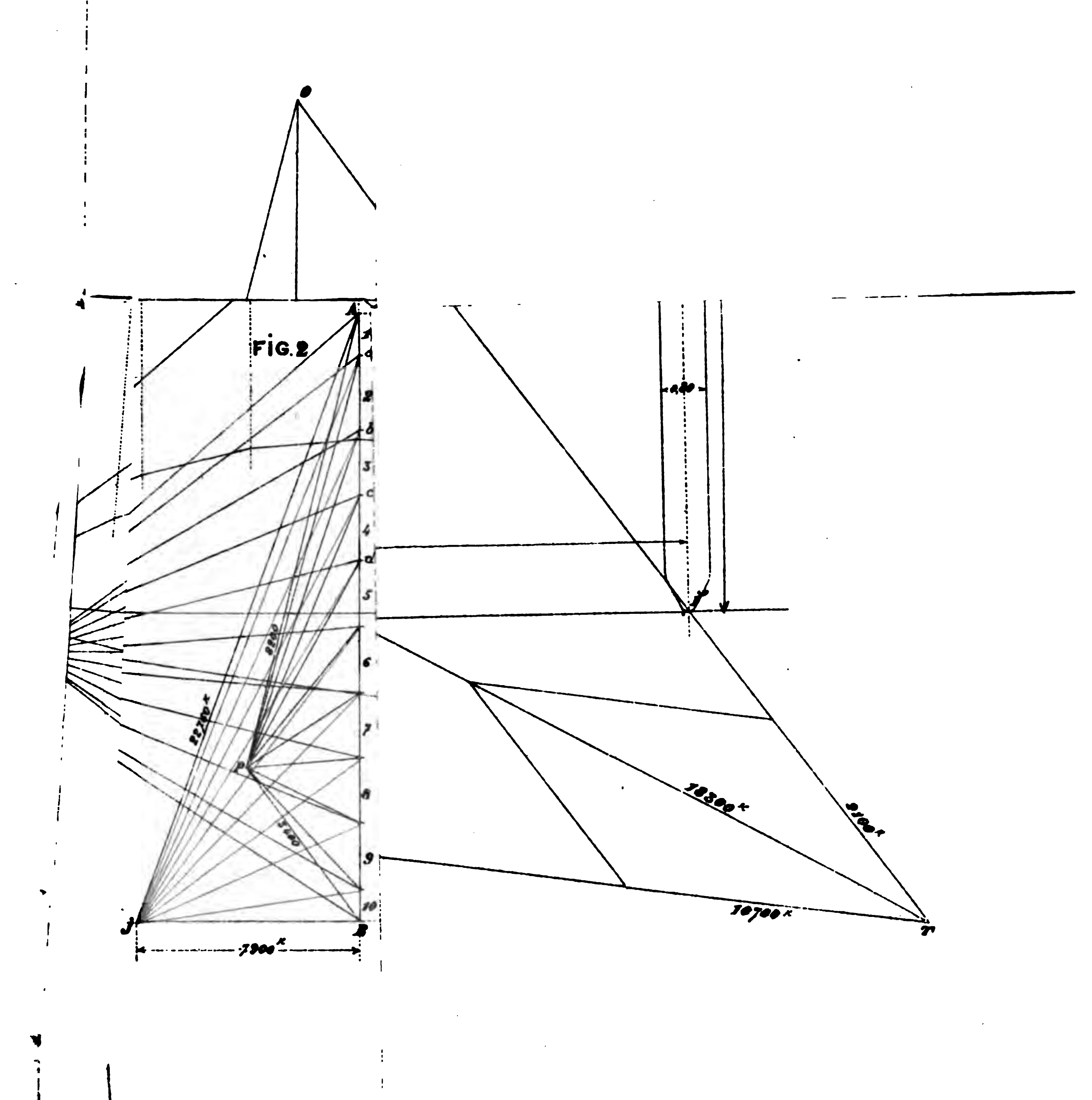
LIVRE VII

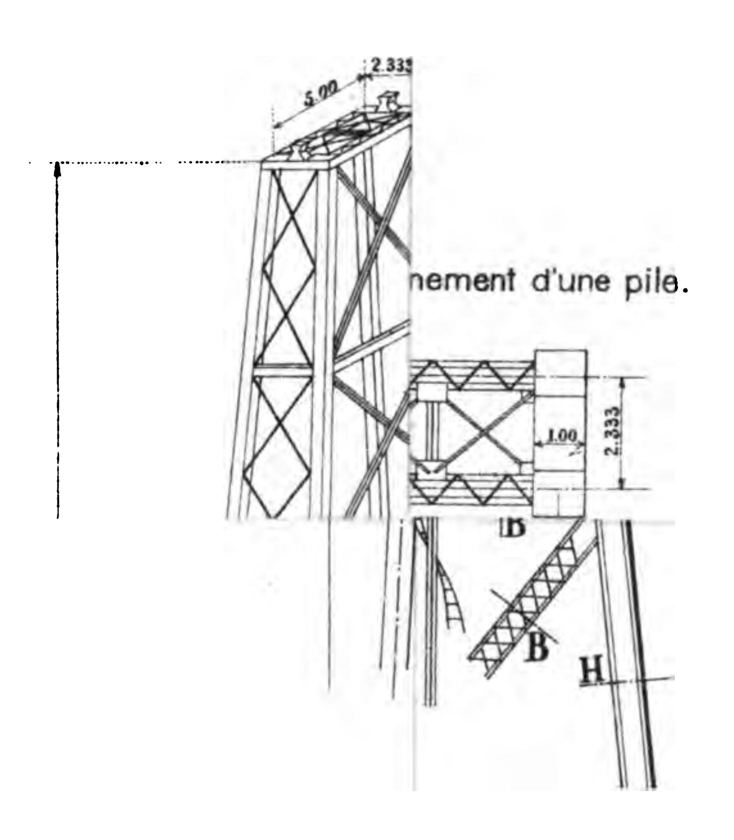
Bois

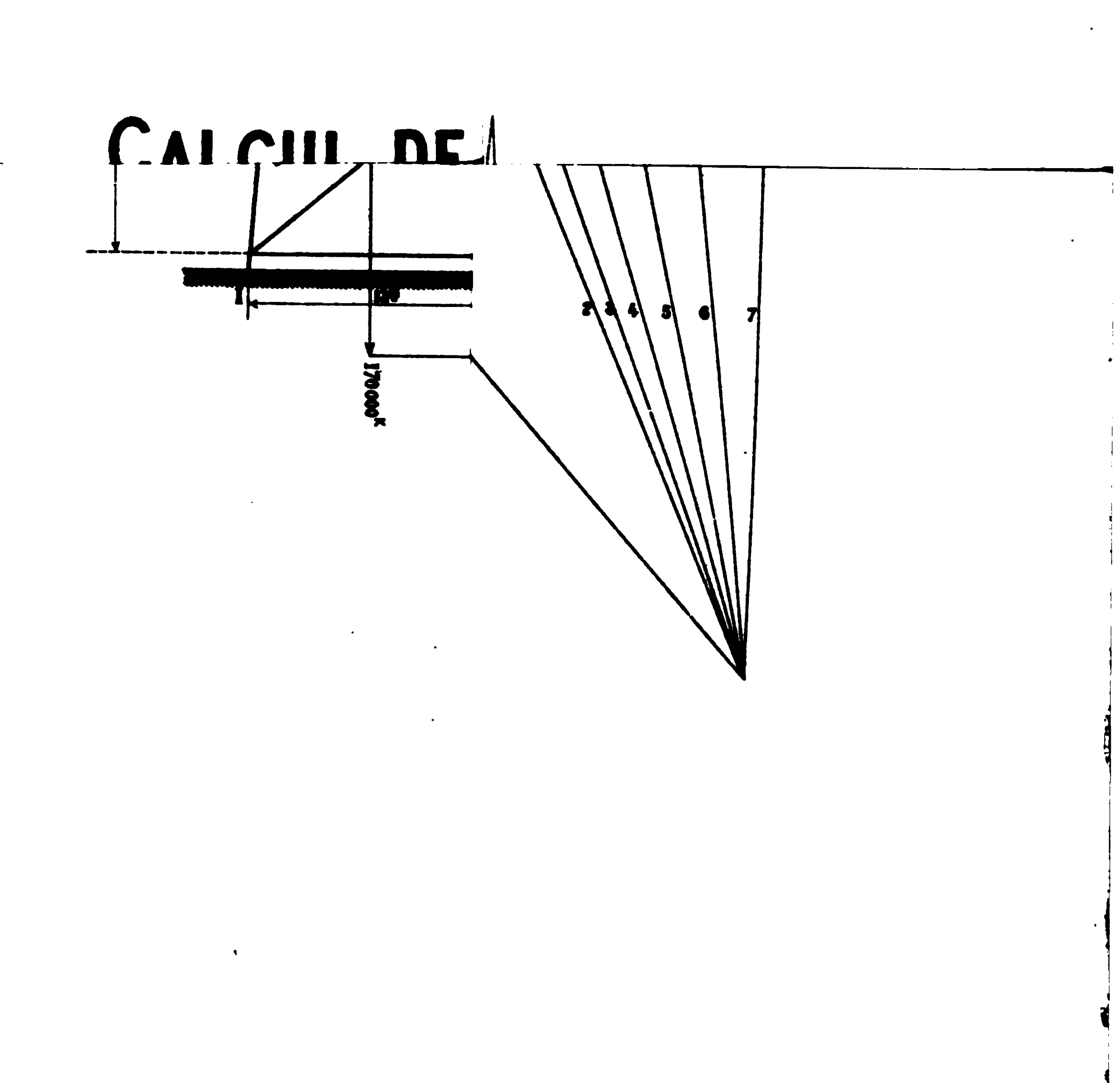
Imprimé par Desclée, De Brouwer & Cie, — BRUGES. — N° 888.

TR ARTICUL

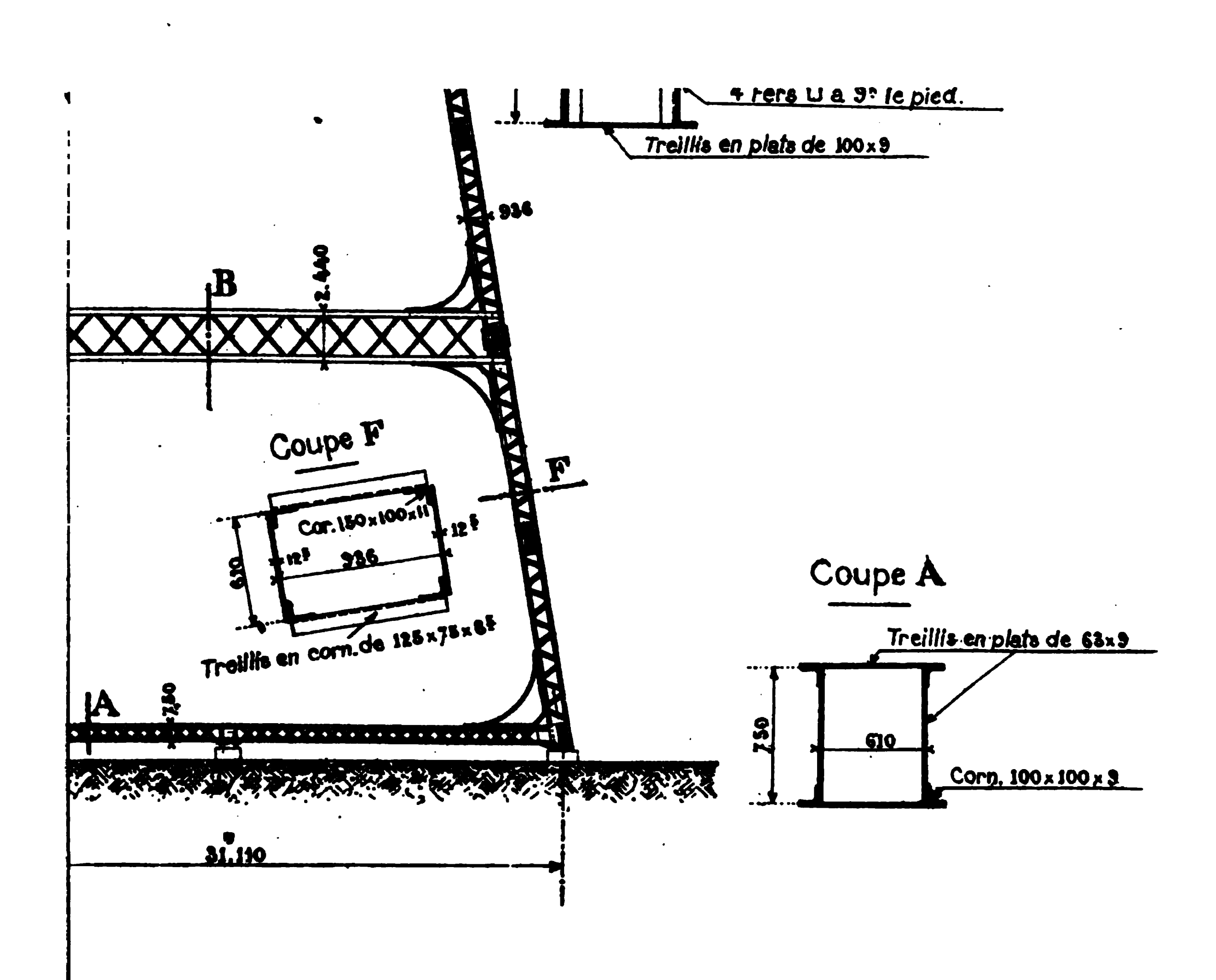
Livre I - PL. I




5.00
2.333
nement d'une pile.
1.00
2.333
B
B
H



CALCUL DE
2 3 4 5 6 7
170000K


4 fers U à 9ᵐ le pied.
Treillis en plats de 100x9
936
B
2.440
Coupe F
F
Cor. 150x100x11
12⁵
936
630
Treillis en corn. de 125x75x8⁵
A
750
31.110
Coupe A
Treillis en plats de 63x9
750
610
Corn. 100x100x9

